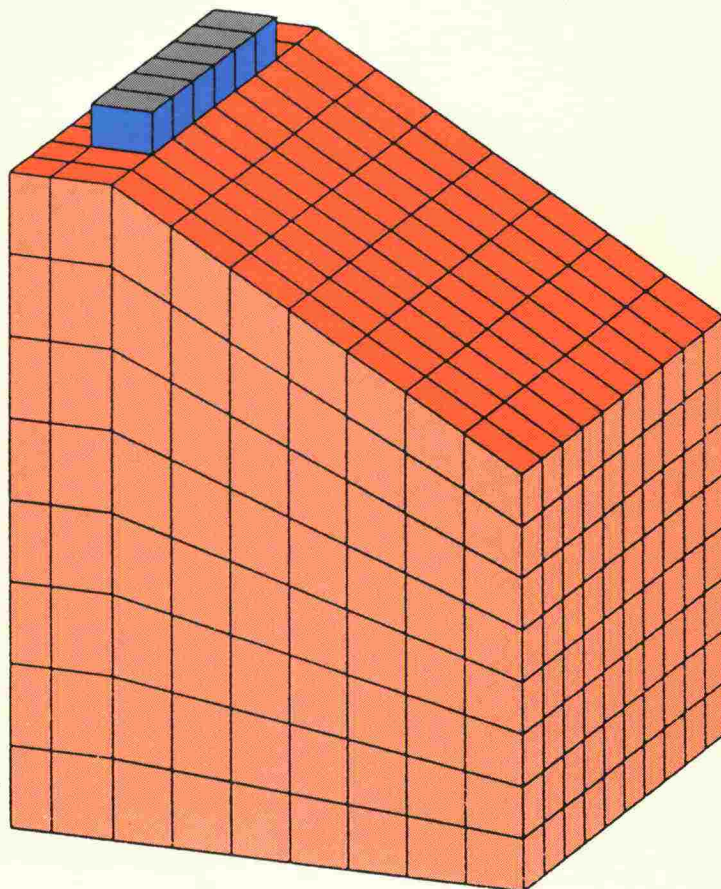




Tielaitos

Jukka Rantala

Maanvaraisten perustusten kantokyvyn laskenta elementtimenetelmällä



**Tielaitoksen
selvityksiä**

45/1995

Helsinki 1995

Geokeskus

Tielaitoksen selvityksiä
45/1995

Jukka Rantala

**Maanvaraisten perustusten kantokyvyn
laskenta elementtimenetelmällä**

Tielaitos
Geokeskus

Helsinki 1995

ISSN 0788-3722
ISBN 951-726-090-3
TIEL 3200321
Painatuskeskus Oy
Helsinki 1995

Julkaisun kustannus ja myynti:
Tielaitos, hallinnon palvelukeskus,
painotuotepalvelut
Telefax (90) 1487 2652

Joutsenmerkin arvoinen paperi

Tielaitos
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puh. vaihde (90) 148 721

Asiasanat geotekniset laskelmat, kantokyky, perustukset, telinetyöt, sora, hiekka

Tiivistelmä

Siltojen päätytukien ja sillanrakennuksen tukitelineiden suunnittelussa perustukset joudutaan usein sijoittamaan luiskaan. Luiskan suuntaisesti asetettujen perustusten kantokykyä ja geoteknisten kantokykyteorioiden soveltuvuutta niiden mitoittamiseen on kuitenkin tutkittu vähän. Elementtimenetelmään pohjautuvien tietokoneohjelmien käyttö geoteknisessä mitoituksessa on viime aikoina yleistynyt. Tietokoneohjelman tehokkaan käytön edellytyksenä on materiaali- ja kuormitustietojen riittävä tarkkuus sekä soveltuvien elementtityyppien ja -verkkojen käyttö.

Tämän työn tavoitteena on tutkia perustusten kantokykyä luiskan suuntaisesti asetettuna käyttäen samoja koejärjestelyjä kuin edeltäneissä koesarjoissa. Kantokykykokeet tehtiin Tampereen teknillisen korkeakoulun koehallin koekuopassa 12 kokeen sarjana mittakaavassa 1:1. Perustuksena käytettiin 300 mm leveää teräsprofiilia perustussyvyiden ollessa 0 mm. Luiskan maamateriaalina oli karkea sora kahdessa eri tiivysasteessa. Kuormitukset tehtiin kolmella eri luiskankaltevuudella anturan ollessa luiskassa sekä tuettuna että tukemattomana. Kokeiden tuloksia verrattiin kantavuuskaavoilla laskettuihin kantokyvyn arvoihin. Saatuja tuloksia yhdessä aiempien tutkimusten kantokykykokeiden tulosten kanssa käytettiin vertailumateriaalina tutkittaessa ABAQUS -analyysiohjelman soveltuvuutta maanvarasten perustusten 3D -mallinnuksessa.

Tukemattomien luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden kantokyvyt tiiviillä soralla olivat 95 % samoissa olosuhteissa kuormitetun luiskan varaan perustetun anturan kantokyvystä. Löyhällä soralla luiskan jyrkkeneminen vähensi voimakkaasti kantokykyä ja lisäsi anturan liukumista. Tukemattomien anturoiden painumat olivat selvästi vertailukokeissa mitattuja suurempia ja ylittivät huomattavasti teoreettisesti lasketut painuma-arvot. Käytetyistä teorioista Ballan teoria arvioi tarkimmin tukemattomien luiskan suuntaisten perustusten kantokykyä. Ballan teoriassa käytettiin luiskan kaltevuuskertoimia. Muilla teorioilla tulokset olivat selvästi ylimitoitettavia.

Tuettujen anturoiden kantokyvyt vastasivat tiiviillä soralla samanlaisen tasaiselle maalle perustetun anturan kantokykyä. Löyhällä soralla tuettujen anturoiden kantokyvyt olivat 70 % tasaisen maan koetuloksesta. Luiskan kaltevuus ei vaikuttanut merkittävästi saatuihin kantokyvyn arvoihin. Ballan teorialla saadut kantokyvyn teoreettiset arvot vastasivat parhaiten kokeiden tuloksia. Teorioiden arvot laskettiin tasaisen maan tapauksille.

ABAQUS mallinuksissa käytetyt materiaaliparametrit olivat dilataatiokulmaa lukuunottamatta kolmiakselikokeista mitattuja lähtöarvoja. Dilataatiokulman vaikutus saatuihin murtokuorman arvoihin oli erittäin suuri ja sen arvoja jouduttiin voimakkaasti varioimaan tulosten parantamiseksi. ABAQUS -mallinuksista saatujen murtokuormien arvot poikkesivat keskimäärin 10 % koetuloksista. Tiiviin soran mallinuksilla painumat vastasivat kokeista mitattuja lähelle murtokuormaa ja löyhän soran kokeilla painumat vastasivat vertailuarvoja keskimäärin pohjapaineen arvoihin $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma asti.

Key words geotechnical calculations, bearing capacity, shallow foundation, scaffold's foundation, gravel sand, numerical analyses

Abstract

Foundations of bridges are often situated on slopes. Bearing capacity of inclined footings on sloping ground has been studied poorly and the suitability of the theoretical methods to predict the behaviour of such footings is yet unknown.

The use of computer programs based on finite element method has become more common in geotechnical design. The efficient utilization of these programs requires accurate measuring of soil parameters and suitable selection of element types.

The aim of this project was to study bearing capacity and behaviour of inclined footings on sloping ground using the same method and equipment as in the previous researches. Full-scale testing for the bearing capacity and stability of shallow foundations was carried out in laboratory test pit. The 12 experiments were made on gravel in two densities and with three different inclinations of slope. A steel profile, 300 mm in width, was used as a foundation on the surface and was loaded with vertical load. The loadings were carried out both with and without a support against sliding at the lower end of the footing. The test results were compared to the results calculated from theoretical bearing capacity equations.

Tests showed, that the bearing capacity of the inclined footing without support against sliding was approximately 0,95 times the bearing capacity of the similar footing on sloping ground. The settlements of the inclined footings were however much greater than the ones measured from the footings on sloping ground or calculated by any theoretical method. The theoretical bearing capacities calculated by the Balla's theory with the slope inclination factors were relatively close to the test results. All the other used theories gave the results which were strongly on the safe side.

The bearing capacities of the inclined footings with supporting steel prop were approximately the same as the bearing capacities of the similar footings on the horizontal ground. The inclination of the slope didn't have any effect on the results. The Balla's theory gave again the best theoretical results very close to those measured from the pit tests.

The test pit results were compared with results calculated by the ABAQUS computer program, which is based on the finite element method. Using three dimensional linear displacement bricks as single elements, the mesh was created to model the conditions in the laboratory test pit. Firstly the calculations were executed using the soil parameters determined from the laboratory tests. To improve the results variations of the values of the dilatation angles were made until the loading - settlement -curves calculated by ABAQUS resembled the curves measured from the bearing capacity tests. In ABAQUS calculations the value of the dilatation angle had the greatest effect on bearing capacity. The bearing capacities after modifying the dilatation angles were about 10 percent higher than the ones in pit tests.

Alkusanat

Tämä maanvaraisen perustuksen kantokyvyn laskentaa elementtimenetelmällä käsittelevä julkaisu on osa telineiden suunnitteluohjeen laatimisen tueksi tehtyä tutkimusta. Tampereen teknillisen koekeakoulun geotekniikan laitoksella tehdyissä tutkimuksissa on laboratoriossa täysimittakaavaisilla perustuksilla tehty kuormituskokeita, joissa on erityisesti selvitetty maanpintaan tehdyn perustuksen kantokykyä. Tutkimukset on tehty professori Jorma Hartikaisen johdolla.

Tämän julkaisun laatimisen yhteydessä on laboratoriokoesarjoja täydennetty ja erikoisesti tutkittu niiden mallintamista finiittielementtimenetelmään perustuvalla ABAQUS-laskentaohjelmalla. Julkaisun on laatinut Jukka Rantala. Julkaisu on samalla hänen diplomityönsä.

Tilaaajan puolelta tätä tutkimusta on valvonut Panu Tolla geokeskuksesta. Lisäksi tukitelineohjeryhmän puheenjohtaja Kalervo Haapala siltakeskuksesta ja työryhmän jäsen Jorma Immonen geokeskuksesta ovat osallistuneet laboratoriokokeiden ohjaukseen.

Tielaitos
Geokeskus

SISÄLLYSLUETTELO

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

SISÄLLYSLUETTELO

1	JOHDANTO	9
2	KANTOKYKYTEORIAT	11
2.1	Yleistä	11
2.2	Yleinen kantavuuskaava	11
2.3	Prandtlin teoria	12
2.4	Terzaghin teoria	13
2.5	Ballan teoria	15
2.6	Brinch Hansenin menetelmä	18
2.7	Mitoitusnormit ja ohjeet	21
2.8	Teoriavertailu	24
3	ELEMENTTIMENETELMÄ GEOTEKNISESSÄ MITOITUKSESSA	27
3.1	Yleistä	27
3.2	Elementtimenetelmän periaatteet	29
3.3	Maan materiaalimallit	33
3.3.1	Yleistä	33
3.3.2	Epälineaarisen käyttäytymisen mallintaminen	33
3.3.3	Mohr - Coulombin myötöehto	36
3.3.4	Drucker - Pragerin myötöehto	37
3.3.5	Cap -mallit	38
3.3.6	Modified Cam Clay -malli	40
3.4	Rowen jännitys - dilataatio yhtälö	41
3.5	Alkujännitystila	43
3.6	Maaparametrit	44
3.7	Elementtityypit ja -verkot	47
4	KOEKUORMITUKSET	49
4.1	Yleistä	49
4.2	Maamateriaali	49
4.2.1	Rakeisuus	49
4.2.2	Lujuusominaisuudet	50
4.2.3	Kokoonpuristuvuusominaisuudet	50
4.2.4	Tiivistävyysominaisuudet	52
4.3	Koesarja	53
4.3.1	Yleistä	53
4.3.2	Koejärjestelyt ja yksittäinen koe	53
4.3.3	Maapohjan tiiviystarkkailu	59
4.3.4	Maapohjan vesipitoisuuden tarkkailu	61
4.4	Kuormituskokeiden tulokset	63
4.4.1	Yleistä	63
4.4.2	Kokeiden nimeäminen	63
4.4.3	Rajakuorman määrittäminen	64
4.4.4	Murtokuorman määrittäminen	65
4.4.5	Koekuormitusten tulokset	66

4.4.6	Painumatarkastelut	69
4.4.7	Liukumatarkastelu	71
4.5	Vertailu ja tulkinta	72
4.6	Vertailu kantokyvyn teoreettisiin laskenta-arvoihin	77
4.6.1	Balla	78
4.6.2	Brinch Hansen	79
4.6.3	Pohjarakennusohjeet	80
4.6.4	DIN -normit	81
4.6.5	Tielaitos	82
4.6.6	Yhteenveto ja tulkinta	83
5	MAANVARAISTEN PERUSTUSTEN 3D -MALLINNUS	89
5.1	ABAQUS -mallinnus	89
5.1.1	Käytetyt elementtiverkot	89
5.1.2	Käytetyt elementit	91
5.1.3	Käytetyt materiaalmallit	92
5.1.4	Käytetyt maaparametrit	94
5.1.5	Käytetty kuormitusmalli	102
5.2	Tasaiselle maalle perustetut anturat	103
5.2.1	Mallinnus	103
5.2.2	Tulokset	104
5.3	Luiskan varaan perustetut anturat	107
5.3.1	Mallinnus	107
5.3.2	Tulokset	108
5.4	Luiskan suuntaisesti asetetut anturat	110
5.4.1	Mallinnus	110
5.4.2	Tulokset	112
5.5	Tulosten tulkinta ja vertailu	113
6	JOHTOPÄÄTÖKSET	117
6.1	Luiskan suuntaisesti asetetut anturat	117
6.2	ABAQUS -ohjelman käyttö maanvaraisten perustusten 3D -mallinnuksessa	121
	KIRJALLISUUSLUETTELO	124
	LIITTEET	127

1 JOHDANTO

Sillanrakennuksen tukitelineiden suunnittelussa joudutaan usein tilanteeseen, jossa tukirakenteiden maanvaraiset perustukset on sijoitettava luiskaan. Luiskansuuntaisten perustusten kantokykyä on kuitenkin tutkittu vähän, eikä geoteknisten kantokykyteorioiden soveltuvuutta tällaisten tapaus-ten mitoittamiseen ole kokeellisesti arvioitu.

Geoteknisen kantokyvyn määrittämiseen käytettävät perinteiset teoreettiset menetelmät perustuvat jäykkään ideaaliplastiseen maamalliin, joka ei ota huomioon maapohjan muodonmuutoksia ennen murtoa. Teorioihin sisältyvät lähtöoletukset ovat usein yksinkertaistavia ja epärealistisia, kuten kinemaattisesti mahdoton liukupinta tai painoton maamateriaali. Pohjarakennusohjeiden /21/ mukaan "huolimatta erilaisten kantokykylaskentamenetelmien runsaudesta, voidaan eri menetelmillä laskien vain arvioida maapohjan kantokykyä."

Teoreettisten menetelmien eduksi on kuitenkin laskettava yksinkertainen ja helpokäyttöinen esitystapa, joka soveltuu hyvin käsinlaskentaan. Käytännön geoteknisessä suunnittelussa klassisten menetelmien tarkkuus onkin katsottu riittäväksi, vaikka useimpien kantavuuskaavojen antamat tulokset ovat reilusti varmalla puolella olevia likiarvoja.

Elementtimenetelmään tukeutuvat tietokonesovellukset antavat teknisessä suunnittelussa parametrisillä ratkaisumalleillaan mahdollisuuden kriittisten tilanteiden yksityiskohtaiseen käsittelyyn, rakenteiden mitoituksen optimointiin ja kustannussäästöihin. Sovellutusten avulla on mahdollista mallintaa maan muodonmuutoksia keskeytymättä kimmotilasta osittain plastisoituneen vaiheen kautta plastiseen murtotilaan asti. Geomekaniikassa ohjelmistojen käyttökohteita ovat nykyään esimerkiksi kallio- ja maarakenteiden jännitys-siirtymäanalyysi kimmotilasta murtotilaan, lämpö- ja suotovirtaus sekä konsolidaatio. Tietokoneohjelman tehokkaan käytön edellytyksenä on kuitenkin käytettävän ohjelasovelluksen oikea valinta, pohja-suhde-, materiaali- ja kuormitustietojen riittävä tarkkuus sekä soveltuvan elementtityypin ja tarkoituksenmukaisen elementtiverkon käyttö.

Tätä työtä ovat edeltäneet kaksi maanvaraisten perustusten kantokykyä selvittävää koesarjaa. Tutkimuksessa "Tukitelineperustusten kantokyky" /19/ selvitettiin pitkänomaisten perustusten kantokykyä tasaisella maalla koekuormitusten avulla. Diplomityön "Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn" /16/ yhteydessä suoritettiin kokeita luiskaan varaan sijoitettujen perustusten kantokyvystä. Molemmissa koesarjoissa käytettiin samankaltaisia koejärjestelyjä tulosten vertailukelpoisuuden varmistamiseksi. Tutkimusten tuloksina on valmistunut useita suosituksia tukitelineperustusten mitoittamiseksi ja tukitelineohjeiden uudistaminen.

Tässä työssä tutkitaan kokeellisesti luiskansuuntaisesti asetetun vinon perustuksen kantokykyä ja liukumista maan pinnalla, sekä mallinnetaan maanvaraisten perustusten maapohjan käyttäytymistä elementtimenetelmää soveltavalla tietokoneohjelmalla. Vinon perustuksen käyttäytymistä mitataan kokeellisesti Tampereen teknillisen korkeakoulun koehallissa mittakaavakokein varioimalla perustusluiskansuuntaa, maaperän tiiviysastetta ja perustuksen tuentaa. Koejärjestelyt ja käytettävä maa-aines pidetään edeltäneiden koesarjojen olosuhteita ja materiaaleja vastaavina. Saatuja tuloksia vertaillaan teoreettisiin kantokykylaskelmiin, sekä aiemmista kantokykykokeista saatuihin tuloksiin.

Perustuksen koekuormituksilla pyritään selvittämään luiskansuuntaisen maanvaraisen perustuksen käyttäytymistä ja kantokykyä. Lisäksi tutkitaan geoteknisten kantavuuskaavojen soveltuvuutta tällaisten perustustapausten mitoittamiseen.

Maanvaraisten perustusten maapohjan käyttäytymistä mallinnetaan elementtimenetelmään perustuvalla ABAQUS -ohjelmalla. Edellämainittujen kantokykykokeiden tuloksia käytetään tietokonemallinnuksen vertailumateriaalina.

Tietokonemallinnuksen tavoitteen on tutkia ABAQUS -ohjelman soveltuvuutta maanvaraisen perustuksen kantokyvyn laskentaan.

2 KANTOKYKYTEORIAT

2.1 Yleistä

Maanvaraisen perustuksen geotekninen kantavuus on se pohjapaine, jolla on riittävä varmuus maapohjan murtumista vastaan ja jolla painumat pysyvät sallituissa rajoissa. Perustuksen geoteknisen kantavuuden siis määrittää joko maapohjan murtuminen tai rakenteelle sallittujen painumien ylittyminen.

Perustuksen kantavuutta määritettäessä maapohjan murtumista arvioidaan useimmiten teoreettisilla laskentamalleilla. Käytössä olevat eri tutkijoiden kehittämät kantavuuskaavat ovat perusluonteeltaan samankaltaisia. Ne perustuvat ideaaliplastisen maa-aineksen tasomuodonmuutostilaan ja liukuvii-vateoriaan. Kulloinkin käytetystä maapohjan murtomallista ja kantavuusker-toimien määrittystavasta riippuen eri kantavuuskaavoilla lasketut tulokset voivat kuitenkin poiketa suuresti toisistaan.

Kantavuuskaavat pakottavat todellisen mitoitustilanteen yksinkertaistami- seen ja niiden sovellettavuus erilaisiin kuormitus-, perustus- ja maaperäolo- suhteisiin riippuu voimakkaasti käytetystä laskentamenetelmästä. Pohjara- kennusohjeiden /21/ mukaan anturaperustuksen kantokyky voidaan las- kea kantavuuskaavan avulla silloin, kun kantavuuskaavan edellyttämä murtokuvio voi muodostua homogeenisessä maapohjassa. Muulloin kanto- kyky arvioidaan liukupintojen avulla tai määritetään koekuormituksilla.

2.2 Yleinen kantavuuskaava /23/

Suurin osa kantokykyteorioista perustuu Brinch Hansenin esittämään ylei- seen kantavuuskaavaan. Siihen sisältyvät koheesiosta, perustussyvyydestä ja perustuksen leveydestä riippuvat osat. Osia painottavat kantavuuskertoi- met N_i riippuvat voimakkaimmin maan sisäisestä kitkakulmasta.

Yleinen kantavuuskaava esitetään muodossa /23/ :

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (1)$$

missä

q_u	= maapohjan kantokyky
c	= koheesio
γ_1	= perustustason yläpuolisen maan tilavuus paino
D	= perustamissyvyys
γ_2	= maan tehokas tilavuuspaino perustustason alapuolella
B	= perustuksen leveys

$$r_1 = r_0 e^{\left(\frac{\varphi}{2} \tan \varphi\right)} \quad (3)$$

Teoriassa perustuksen alapuolinen maa oletetaan painottomaksi, joten liukupinnan osasta bc muodostuu koheesiomailla ympyrä.

Liukupinnan pituudeksi tasaisen maanpinnan tapauksessa saadaan:

$$l = 2r_1 \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4)$$

Kantavuuskertoimet N_q ja N_c saadaan Prandtin mukaan kaavoista:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (6)$$

Virheellisistä lähtöolettamuksistaan huolimatta Prandtin teoria on varsin suosittu. Useat muut teoriat, kuten Meyerhof ja Brinch Hansen perustuvat Prandtin esittämään murtomekanismiin.

2.4 Terzaghin teoria /3/

Terzaghin teoria (1943) on Prandtin teorian jatkokehitemä. Teoriassa perustuksen ja maan välinen kitka huomioidaan perustuksen alle jäävän kimmotilassa pysyvän maakiilan avulla. Kiilassa perustuksen reunasta lähtevän sivun ja perustustason välinen kulma on maan sisäisen kitkakulman suuruisen (kuva 2.2). Perustustason yläpuolisen maan paino on korvattu tasaisella kuormalla $q = \gamma D$, eikä kitkaa perustuksen sivun ja maan välillä oteta huomioon. Koska perustustason yläpuolisen maan leikkauslujuutta ei oteta huomioon, teoria antaa kohtuullisen tarkkoja arvoja vain perustamissyvyyteen $D = B$ asti. Suuremmilla perustussyvyyksillä yläpuolisen maan leikkauslujuuden merkitys kasvaa ja Terzaghin yhtälön laskentatulokset jäävät liian pieniksi.

Kuvan 2.2 mukaisen murtokuvion perusteella Terzaghi esitti kaavat nauhan-, neliö- ja ympyräperustuksien kantokykyjen laskemiseksi.

Nauhamaisen perustuksen kantokyky Terzaghin mukaan:

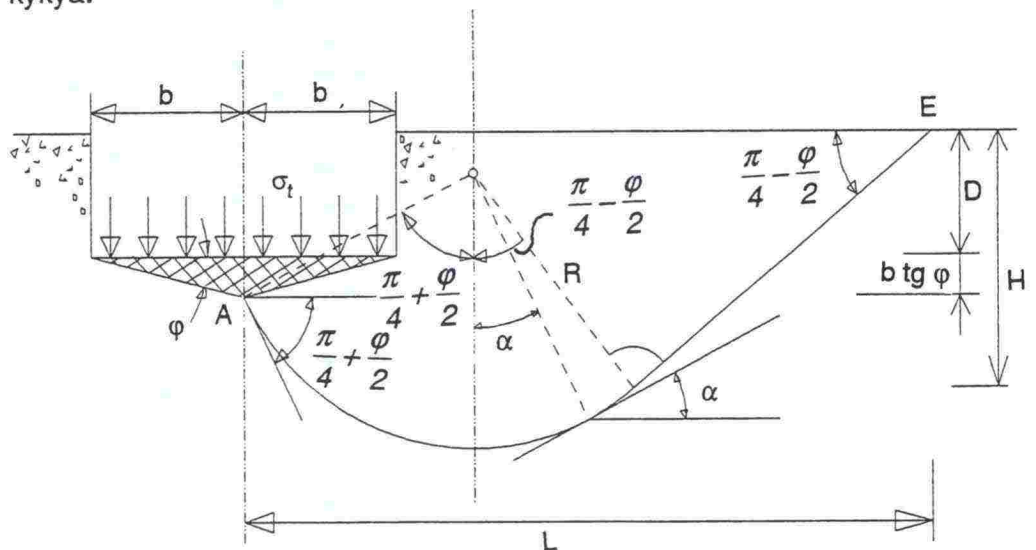
$$q_u = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma \quad (7)$$

Taulukko 2.1 Terzaghin kantavuuskaavan mukaiset kantavuuskertoimet ja kerroin K_{pr} /3/

φ	N_c	N_q	N_σ	K_{py}
0.0	5.7	1.0	0.0	10.8
5.0	7.3	1.6	0.5	12.2
10.0	9.6	2.7	1.2	14.7
15.0	12.6	4.4	2.5	18.6
20.0	17.7	7.4	5.0	25.0
25.0	25.1	12.7	9.7	35.0
30.0	37.2	22.5	19.7	52.0
34.0	52.6	36.5	36.0	-
35.0	57.8	41.4	42.4	82.0
40.0	95.7	81.3	100.4	141.0
45.0	172.3	173.3	297.5	298.0
48.0	258.3	287.9	780.1	-
50.0	347.5	415.1	1153.2	800.0

2.5 Ballan teoria /2/

Ballan teoria olettaa Terzaghin tapaan perustuksen mukana painuvan elastisen maakiilan ja symmetriset liukupinnat. Liukupinnan kaareva osa on kuitenkin ympyrä ja sen jatkeena oleva suora ulottuu maan pintaan asti (kuva 2.3). Lisäksi perustuksen ja sen alapuolisen maakiilan välinen kulma on maan kitkakulman φ suuruinen. Teoria soveltuu tasaiselle maanpinnalle perustettavien perustusten kantavuuden laskemiseen ja sillä voidaan laskea sekä kitkamaalajien että vähän koheesiota omaavien maalajien kantokykyä.



Kuva 2.3 Ballan teorian mukaiset liukupinnat /2/.

Kantavuuskertoimien määrittämiseksi Balla on käyttänyt Kötterin yhtälöä, ja ratkaisu perustuu kaikkien liukupinnassa vaikuttavien voimien tasapainoon.

Ballan teorian mukainen kantokyky voidaan laskea kaavasta:

$$q_f = \frac{B}{2} \gamma N_\gamma + D \gamma N_q + c N_c \quad (13)$$

missä

N_γ, N_q, N_c	= kantavuuskertoimet
B	= perustuksen leveys
D	= perustamissyvyys
c	= maan koheesio
γ	= maan tilavuuspaino.

Ballan liukupinnan ympyräsynterän säteen laskemiseksi saadaan kaava:

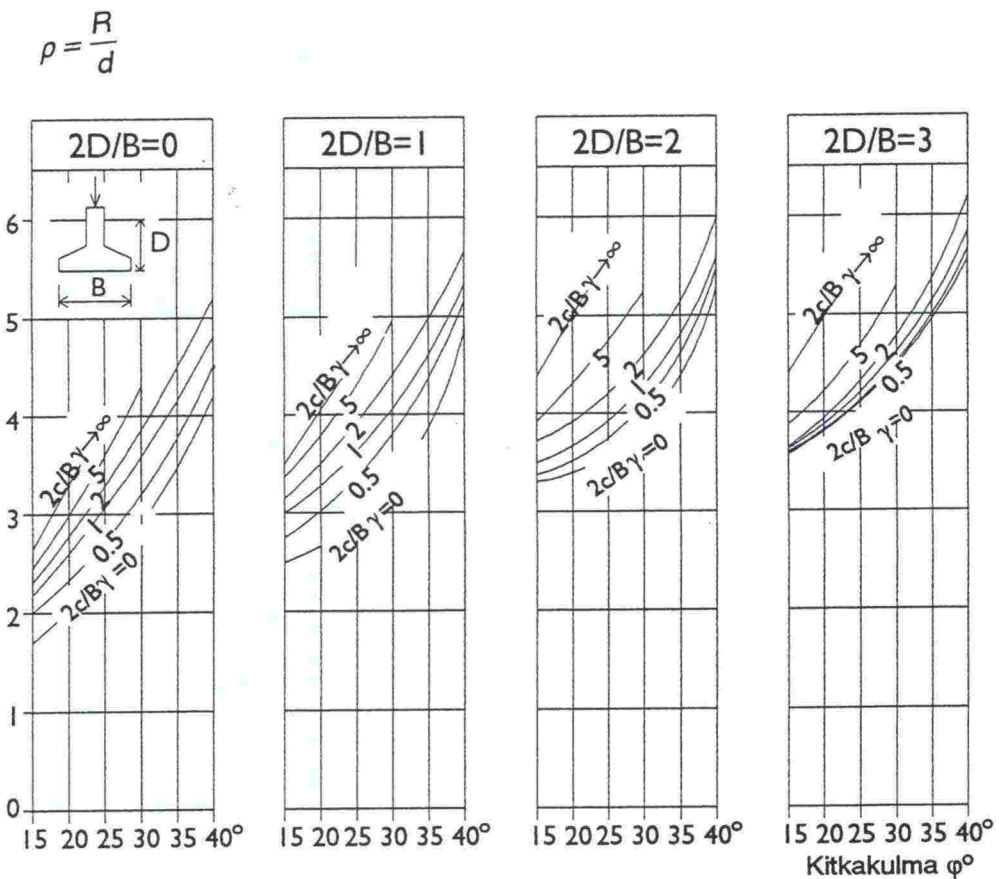
$$R = \frac{\rho B}{2} \quad (14)$$

missä

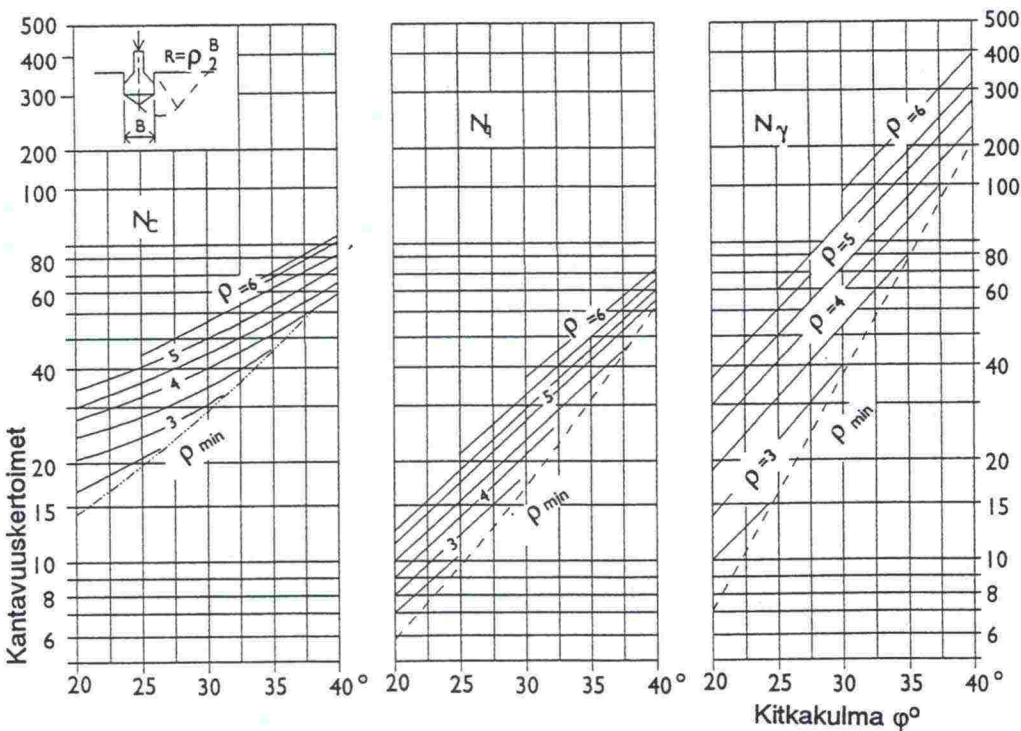
ρ	= normalisoitu säde
R	= ympyräsynterän säde
B	= perustuksen leveys.

Parametrin ρ määrittämiseksi on tunnettava termit φ , $2c/B\gamma$ ja $2D/B$. Termien perusteella voidaan *kuvan 2.4* nomogrammeista määrittää normalisoitu säde ρ .

Kun parametri ρ tunnetaan, voidaan kantavuuskertoimet N_c , N_q ja N_γ määrittää *kuvan 2.5* nomogrammeista. Ballan teoriassa kantavuuskertoimet eivät riipu pelkästään kitkakulmasta, vaan myös maaperän tiiviyydestä ja koheesiosta sekä perustuksen dimensioista. Teorian pohjana oleva liukupinta on myös kinemaattisesti mahdollinen ja kaikki kantavuuskertoimet on määritetty tälle samalle liukupinnalle.



Kuva 2.4 Ballan teorian mukainen normalisoitu säde $\rho/2$.



Kuva 2.5 Ballan teorian mukaiset kantavuuskertoimet N_c , N_q ja $N_\gamma/2$.

Ballan teorian huonoina puolina ovat sen käyttösovellusten rajallisuus. Esimerkiksi epäkeskistä kuormaa ja maanpinnan kaltevuutta ei teorian kantavuuskaavassa ole otettu huomioon.

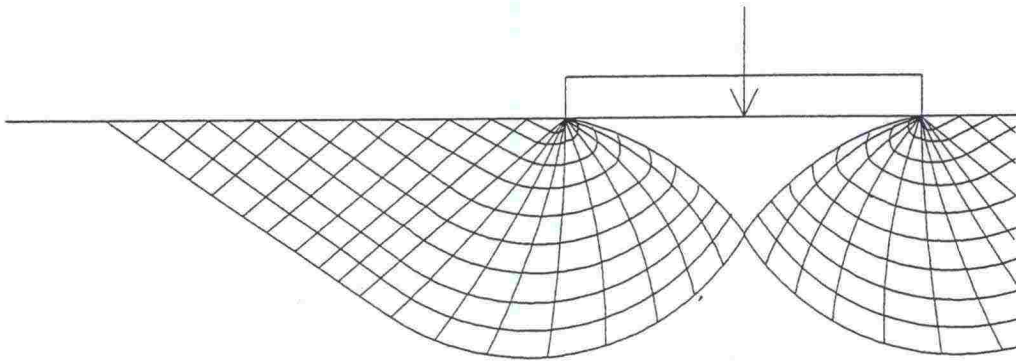
2.6 Brinch Hansenin menetelmä /3,12,13/

Brinch Hansenin menetelmä (1973) perustuu Prandtin liukupinnan muotoon. Menetelmän kantavuuskaavassa voidaan ottaa huomioon useita eri tekijöitä, mutta teoriaan sisältyy myös joukko yksinkertaistavia lähtöoletuksia:

- 1) Perustustason yläpuolisen maan lujuutta ei oteta huomioon.
- 2) Kitkaa perustuksen sivupinnan ja maan sekä perustustason yläpuolisen ja alapuolisen maan välillä ei oteta huomioon.
- 3) Perustuksen pituus suhteessa leveyteen on suuri.

Brinch Hansenin menetelmässä käytetään Prandtin kantavuuskertoimia N_q (5) ja N_c (6). Sen sijaan kertoimen N_γ määrittämiseen on käytetty kuvan 2.5 mukaista murtomallia. Liukupinnan muodon perusteella määritetty kerroin N_γ vastaa kokeellista kaavaa:

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \cot \varphi \quad (15)$$



Kuva 2.5 Brinch Hansenin kantavuuskertoimen N_γ määrittämiseen käytettävät liukupinnat /13/.

Teorian kantavuuskaavan antama tulos on likiarvo, koska kantavuuskertoimien liukupintaoletukset poikkeavat toisistaan. Tulos on kuitenkin aina varmalla puolella, ja virhe useimmiten alle 20 %.

Brinch Hansenin esittämät perustuksen muodosta riippuvat kertoimet ovat:

$$s_c = 1 + \left(0,2 + \tan^6 \varphi\right) \frac{B}{L} \quad (16)$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,5(0,2 + \tan^6 \varphi) \frac{B}{l} \quad (18)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B}, \quad \text{kun } D/B \leq 1 \quad (19)$$

$$d_q = 1 + 0,2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \quad , \text{ kun } D/B \leq 1 \quad (20)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad , \text{ kun } D/B > 1 \quad (21)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad , \text{ kun } D/B > 1 \quad (22)$$

$d_\gamma = 1$ kaikilla φ :n arvoilla.

Kulmien β ja ν arvojen on oltava positiivisia, ja niiden summan $\beta + \nu \leq 90^\circ$.

Luiskan kaltevuuskertoimet g_i :

$$g_c = 1 - \beta/147^\circ, \text{ kun } \varphi = 0^\circ \quad (23)$$

$$g_c = g_q - \frac{(1 - g_q)}{(N_c \tan \varphi)}, \text{ kun } \varphi > 0^\circ \quad (24)$$

$$g_q = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 = g_\gamma \quad (25)$$

Perustuksen kaltevuuskertoimet b_i :

$$b_c = 1 - \nu^\circ/147^\circ \quad (26)$$

$$b_q = e^{(-2\nu \tan \varphi)} \quad (27)$$

$$b_\gamma = e^{(-2,7\nu \tan \varphi)} \quad (28)$$

Jos perustusta kuormittava kuormitusresultantti ei ole pystysuora, käytetään kantavuuskaavassa kertoimi i_i .

Kuormitusresultantin kaltevuuskertoimet i_i :

$$i_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{(A_f c_a)}} \quad (29)$$

$$i_q = \left[1 - 0,5 \frac{H}{(V + A_f c_a \cot \varphi)} \right]^5 \quad (30)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{\left(0,7 - \frac{\eta^\circ}{450^\circ} \right)}{(V + A_f c_a \cot \varphi)} \right]^5 \quad (31)$$

Brinch Hansenin menetelmässä voidaan ottaa huomioon useita eri tekijöitä ja se onkin monikäyttöisyytensä takia laajalti käytössä. Teorian lähtöoletuksien vuoksi menetelmällä määritetyt laskennalliset arvot ovat kuitenkin aina huomattavasti varmalla puolella.

2.7 Mitoitusnormit ja ohjeet

Pohjarakennusohjeissa /21/ tasaisen maan kantavuuskaava annetaan muodossa:

$$q_{md} = c_d N_c s_c i_c + \gamma_1 D N_D s_D i_D + 0,5 \gamma_2 B N_B s_B i_B \quad (32a)$$

missä

q_{md}	= kantokyvyn laskenta-arvo
c_d	= koheesion laskenta-arvo
B	= anturan pienempi sivumitta
D	= anturan pienin perustamissyvyys
N_c, N_D, N_B	= kantavuuskertoimet
s_c, s_D, s_B	= anturanmuodon vaikutuskertoimia
i_c, i_D, i_B	= kuormitusresultantin kaltevuuden vaikutuskertoimia
γ_1	= perustamistason yläpuolisen maan tehokas tilavuuspaino
γ_2	= perustamistason alapuolisen maan tehokas tilavuuspaino.

Kantavuuskertoimet voidaan laskea kaavoista:

$$N_D = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) e^{\pi \tan \varphi} \quad (32b)$$

$$N_c = (N_D - 1) \cot \varphi \quad (32c)$$

$$N_B = 1,5 (N_D - 1) \tan \varphi. \quad (32d)$$

missä φ on kitkakulman laskenta-arvo.

Tielaitoksen ohjeissa /25/ annetaan tasaisen maan kantavuuskaava muodossa:

$$\sigma_{of} = \gamma_1 D N_D s_D i_D + \gamma_2 B_t N_B s_B i_B \quad (33)$$

missä

σ_{of}	= maapohjan kantokyky
γ_1	= maan tehokas tilavuuspaino perustamistason yläpuolella
γ_2	= maan tehokas tilavuuspaino perustamistason alapuolella
D	= perustamissyvyys
B_t	= perustuksen tehokas leveys murtosuunnassa

$$N_D = e^{\pi \tan \varphi_n} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (34a)$$

$$N_B = (N_D - 1) \tan \varphi_n \quad (34b)$$

φ_n = kitkakulman ominaisarvo
 s_D, s_B = perustuksen muodosta riippuvat kertoimet
 i_D, i_B = kuormitusresultantin kaltevuudesta riippuvat kertoimet.

Kantavuuskerroin N_D vastaa Brinch Hansenin menetelmän kantavuuskerrointa N_q ja kerroin N_B on DIN -normien mukainen kantavuuskerroin.

Tielaitoksen ohjeissa luiskan kaltevuus otetaan huomioon vähentämällä kantavuuskaavalla saatua tasaisen maan arvoa kertoimella g .

Kaltevuuskerroin g lasketaan kaavasta:

$$g = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 \quad (35)$$

DIN 4017 -normin /8/ mukaan maapohjan kantokyky voidaan laskea kaavalla:

$$\sigma_d = c_d N_c + \gamma_{1d} d N_d + \gamma_{2d} b N_b \quad (36)$$

missä

σ_d = maapohjan laskennallinen kantokyky
 c_d = koheesio
 γ_{1d} = perustustason yläpuolisen maan tilavuus paino
 d = perustamissyvyys
 γ_{2d} = maan tehokas tilavuuspaino perustustason alapuolella
 b = perustuksen tehokas leveys
 N_i = kantavuuskertoimet.

Kantavuuskertoimet N_i sisältävät perustuksen muodosta, kuormitusresultantin kaltevuudesta, luiskan kaltevuudesta ja perustuksen pohjan kaltevuudesta aiheutuvat kertoimet.

Kantavuuskertoimien arvot saadaan kaavoista:

$$N_c = N_{c0} \nu_c K_c \lambda_c \xi_c \quad (37)$$

$$N_d = N_{d0} \nu_d K_d \lambda_d \xi_d \quad (38)$$

$$N_b = N_{b0} \nu_b K_b \lambda_b \xi_b \quad (39)$$

missä

v_c, v_d, v_b = perustuksen muotokertoimet
 K_c, K_d, K_b = kuorman kaltevuuskertoimet
 $\lambda_c, \lambda_d, \lambda_b$ = luiskan kaltevuuskertoimet
 ξ_c, ξ_d, ξ_b = perustuksen pohjan kaltevuuskertoimet.

Kertoimet N_{b0} ja N_{d0} vastaavat tielaitoksen ohjeiden mukaisia tasaisen maan kantavuuskertoimia N_D (34a) ja N_B (34b). Sen sijaan N_{c0} lasketaan kaavalla:

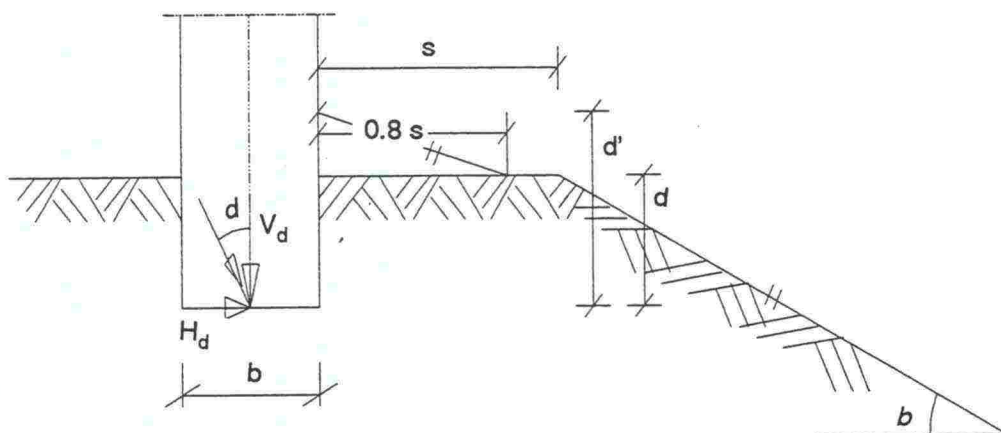
$$N_{c0} = (N_{d0} + 1) \cot \varphi_d \quad (40)$$

Perustuksen sijaitessa tietyllä etäisyydellä luiskan reunasta (kuva 2.8) voidaan tehokasta perustamissyvyyttä lisätä kaavan (41) mukaisesti:

$$d' = d + 0,8 s \tan \beta \quad (41)$$

missä

d' = tehokas perustamissyvyys
 d = perustamissyvyys perustuksen sijaitessa luiskan reunalla
 s = perustuksen etäisyys luiskan reunasta
 β = luiskan kaltevuuskulma.



Kuva 2.8 Tehokkaan perustussyvyyden lisäämiseen liittyvät muuttujat DIN -normien mukaan perustuksen sijaitessa luiskassa /8/.

Eurokoodin 7 /9/ luonnoksen mukaan kantavuuskaava annetaan muodossa:

$$q = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (42)$$

missä

N_q	$= e^{\pi \tan \varphi'} \tan (45^\circ + \varphi'/2)$
N_c	$= (N_q - 1) \cot \varphi'$
N_γ	$= 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$
c'	= koheesio
B'	= perustuksen tehokas leveys
q'	= perustason yläpuolisen maan paino ($q' = \gamma D$)
γ'	= maan tehokas tilavuuspaino perustustason alapuolella
s_i, i_i	= perustuksen muodon ja kuormitusresultantin vinouden aiheuttamat kertoimet.

Eurokoodissa ei ole mainintaa rakennetusta luiskista ja niiden kantavuuden laskentamenetelmistä. Myöskään perustuksen pohjan kaltevuutta ja sen vaikutusta maapohjan kantavuuteen ei ole huomioitu.

2.8 Teoriavertailu

Diplomitöissä "Tukitelineperustusten kantokyky" /19/ ja "Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn" /16/ on kokeellisesti tutkittu tasaiselle maalle ja luiskan varaan perustettujen maanvaraisten perustusten kantokykyä. Näissä töissä koekuormitusten tuloksia on verrattu teoreettisten kantokykykaavojen antamiin tuloksiin koejärjestelyjä vastaavissa tapauksissa. Näin on määritetty eri kantavuuskaavojen sisäiset varmuudet verrattuna koetulosten arvoihin.

Taulukossa 2.2 on esitetty edeltäneiden kantokykykokeiden /16, 19/ perusteella määritetyt teoreettisten laskentamenetelmien sisäiset varmuudet Ballan, Pohjarakennusohjeiden, Tielaitoksen ohjeiden ja DIN -normien kantavuuskaavoille. Ballan teorian yhteydessä luiskanvaraisten perustusten kantokyky on arvioitu tasaisen maan tuloksista kertomalla ne Hannele Kulmalan kantokykykokeiden perusteella määritetyillä luiskan kaltevuudesta riippuvilla kertoimilla /16/. Pohjarakennusohjeiden (RIL 121) luiskan varaisten perustusten arvot on saatu kertomalla tasaisen maan tulokset Brinch Hansenin menetelmän luiskan kaltevuuskertoimilla. Laskelmissa ei ole käytetty varmuuskertoimia ja vertailuarvoina on käytetty koekuormituksista saatuja tuloksia, joiden kerroin on 1.

Kaikissa kokeissa on käytetty maamateriaalina soraa, jonka tiiviysasteina on käytetty 85 % ja 95 %. Lisäksi luiskanvaraisilla perustuksilla tehdyissä kokeissa on käytetty kolmea eri luiskan kaltevuutta 15° , $22,5^\circ$ ja 30° . Käytetyn suorakaiteen muotoisen perustuksen mitat ovat $0,3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$. Kaikissa vertailutaulukon tapauksissa perustussyvyys $D = 0$. Koemerkinnöissä maa-aines, tiiviysaste, perustustyyppi, perustussyvyys ja luiskan kaltevuus on esitetty seuraavasti:

käytetty maa-aines:	Sr = sora (kaikissa tapauksissa)
maa-aineksen tiiviysaste:	85 \Rightarrow D = 85 % 95 \Rightarrow D = 95 %
perustustyyppi:	B = 0,3 m \times 1,5 m (kaikissa tapauksissa)
perustussyvyys:	0 = 0 m (kaikissa tapauksissa)
luiskan kaltevuus:	J = 30° K = 22,5° L = 15°.

Edeltäneiden kantokykykokeiden tulosten perusteella teoreettisista kantokykykaavoista tarkkin on Ballan teoria, jonka keskimääräinen sisäinen varmuus on noin 2. Varmimmalla puolella olevan tuloksen antaa Brinch Hansen, jonka sisäisten varmuuksien keskiarvo on 6.

Taulukko 2.2 Kantavuuskaavojen sisäiset varmuudet koekuormitusten tuloksiin nähden /16/.

TEORIOIDEN SISÄINEN VARMUUS KOETULOSSIIN NÄHDEN (koetulosten kerroin = 1)					
KOE	RIL 121	Tielaitos	DIN	Balla	Brinch Hansen
Sr85B0	3,89	2,68	2,68	1,43	3,58
Sr85B0L	5,23	3,61	3,63	1,71	4,82
Sr85B0K	9,75	6,73	6,79	2,81	8,97
Sr85B0J	15,29	10,55	10,61	3,41	14,07
Sr95B0	3,86	2,61	2,61	1,44	3,49
Sr95B0L	4,77	3,23	3,23	1,58	4,30
Sr95B0K	4,86	3,29	3,29	1,42	4,38
Sr95B0J	5,47	3,71	3,72	1,24	4,94
Teorioiden sisäisten varmuuksien keskiarvot:					
Ka	6,64	4,55	4,57	1,88	6,07
Varmuuksien keskiarvot kaltevuuskulmittain:					
Ka 0	3,88	2,65	2,65	1,44	3,54
Ka 15	5,00	3,42	3,43	1,65	4,56
Ka 22,5	7,31	5,01	5,04	2,12	6,68
Ka 30	10,38	7,13	7,17	2,33	9,50
Varmuuksien keskiarvot tiiviysasteittain:					
Ka 85 %	8,54	5,89	5,93	2,34	7,86
Ka 95 %	4,74	3,21	3,21	1,42	4,28

Luiskan varaan perustettaessa kaavojen sisäiset varmuudet kasvavat luiskan jyrkkyyden kasvaessa. Voimakkaimmin kasvavat Tielaitoksen ohjeiden,

DIN -normien ja Brinch Hansenin menetelmän sisäiset varmuudet, joiden tasaisen maan keskiarvot kasvavat 30° luiskankaltevuuksilla 2,7 -kertaiseksi. Ballan teoriolla tasaisen maan keskiarvo kasvaa 30° luiskankaltevuudella noin 1,6 -kertaiseksi.

Edellä esitetyistä teoreettisista sisäisistä varmuuksista huolimatta kantavuuskaavojen todelliset varmuudet tiiviillä maa-aineksella voidaan olettaa pienemmiksi. Mikäli maamateriaalissa ei ole näennäistä koheesiota aiheuttavaa maakosteutta, eikä maa-aines kuormituksen alaisena pysty tiivistymään lisää, voidaan Ballan teorian sisäiseksi varmuudeksi olettaa noin 1 ja DIN -normien sisäiseksi varmuudeksi noin 2.

Löyhien maakerrosten kantokyvyn määrittäminen kantavuuskaavoilla on vaikeaa, koska maa-aines tiivistyy yleensä lisää anturan painuessa ja kantokyky kasvaa tiivistymisen myötä.

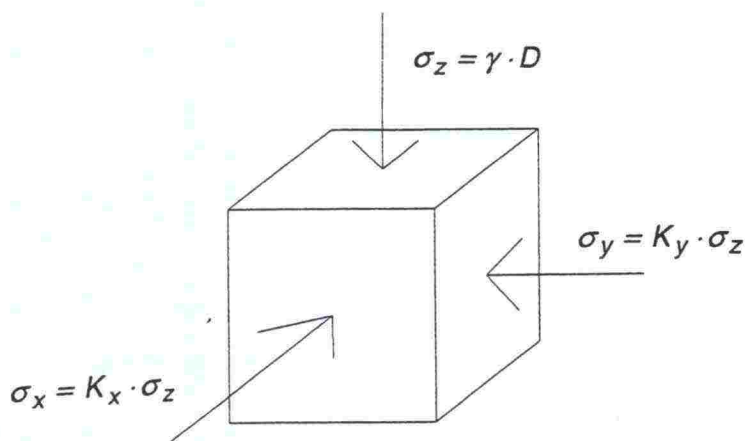
3 ELEMENTTIMENETELMÄ GEOTEKNISSÄ MITOITUKSESSA

3.1 Yleistä /4,7,18,23/

Klassiset geoteknisen kantavuuden laskentamenetelmät perustuvat jäykkään tai kimmoiseen ideaaliplastiseen materiaalmalliin. Näillä menetelmillä maaperän kantavuutta määritettäessä on suoritettava kaksi erillistä tarkastelua: kantavuus- tai stabiiliteetilaskenta ja painumalaskenta.

Stabiiliteetilaskelmissa rakenteen tasapainoa tarkastellaan maan ollessa murtotilassa, jolloin maan leikkauslujuus oletetaan täysin kehittyneeksi tietyillä leikkauspinoilla. Maamekaniikassa murtotila on rajatila, jossa maakerroksessa pääjännitysten erotus saavuttaa maksiminsa. Tiiviissä maakerroksessa murtokohdassa myötölujittuminen vaihtuu myötöheikkenemiseksi. Löyhässä maakerroksessa myötölujittuminen jatkuu, kunnes saavutetaan *kriittinen tila*. Löyhässä maakerroksessa murtotila yhtyy kriittiseen tilaan. Kriittisessä tilassa maakerroksen leikausmuodonmuutos kasvaa ilman, että jännityssuhde ja tilavuus muuttuvat.

Painumalaskelmissa pienillä jännityksen arvoilla maan jännitys-muodonmuutoshistorian oletetaan olevan lineaarinen eli pienet muodonmuutokset ovat suoraan verrannollisia pieniin jännityslisäyksiin.



Kuva 3.1

Kuormittamattoman maakerroksen alkujännitystilä.

Pystysuora jännitys $\sigma_z = \gamma D$ aiheuttaa vaakajännitykset $\sigma_x = K_x \sigma_z$ ja $\sigma_y = K_y \sigma_z$. K_i on ylikonsolidoitumisesta, maaperän laadusta, halkeamista, tiiviyydestä ja muodonmuutoshistoriasta riippuva kerroin. ($\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$) /7/.

Todellisuudessa maaperä ei käyttäydy edes elastisella alueella täysin lineaarisesti ja elastisesti. Maamateriaali on luonteeltaan epähomogeenista, epäjatkuvaa ja anisotrooppista. Se koostuu yhtenäisistä partikkeleista ja partikkeleiden välisistä, mahdollisesti vedellä täyttyneistä huokosista. Maassa raemateriaali ja raekokojakauma, materiaalin tiiviys ja muodonmuutoshistoria vaikuttavat kaikki maaperässä vallitsevaan jännitystilaan (kuva 3.1), materiaalin jäykkyyteen ja käyttäytymiseen.

Maaperässä vaikuttavina voimina käytetään Terzaghin esittämiä *tehokkaita jännityksiä*, jotka ottavat huomioon mahdollisen huokosveden paineen. Terzaghin mukaan kaikki maaperässä tapahtuvat mitattavissa olevat jännitysmuodonmuutokset johtuvat tehokkaiden jännitysten muutoksista. Tehokkaat jännitykset voidaan lausua kaavoilla /4/:

$$\begin{aligned}\sigma'_x &= \sigma_x - u \\ \sigma'_y &= \sigma_y - u \\ \sigma'_z &= \sigma_z - u\end{aligned}\tag{43}$$

ja

$$\begin{aligned}\tau'_{xy} &= \tau_{xy} \\ \tau'_{yz} &= \tau_{yz} \\ \tau'_{zx} &= \tau_{zx} ,\end{aligned}\tag{44}$$

missä u on huokosveden paine.

Maan elastisessa käyttäytymisessä osa muodonmuutoksia jää pysyviksi jo pienilläkin kuormituksilla, eikä maan käyttäytyminen muutu elastisesta plastiseksi yhtäkkiä. Maapohjan muodonmuutokset ovat palautuvia ainoastaan usean toistokuormituksen ja palautuksen jälkeen syklisessä kuormituksessa. Elastoplastisiin malleihin perustuvilla laskentamenetelmillä, kuten elementtimenetelmällä, maahan kehittyviä elastisia ja plastisia muodonmuutoksia voidaan seurata samassa laskentaprosessissa lineaariselta alueelta aina plastiseen murtoon asti. Elementtimenetelmän avulla voidaan siis maan lujuus- ja muodonmuutuskäyttäytyminen huomioida samassa laskennassa. Elementtimenetelmä mahdollistaa laskentamallin jakamisen lähes mielivaltaisesti hyvinkin pieniin osiin. Näiden osien tasapainoyhtälöillä päästään tarkempaan lopputulokseen kuin tarkastelemalla koko laskentamallia kerralla.

Elementtimenetelmän (FEM) lisäksi geoteknisten ongelmien ratkaisuihin kehitetyt ATK -sovellutukset hyödyntävät useita muitakin numeeristen menetelmien ratkaisumalleja.

Rajaelementtimenetelmän /23,26/ (Boundary Element Method - BEM) perustana on reunaintegraalitekniikka. BEM:issä käytetään klassisia suljetussa muodossa olevia Kelvinin ja Mindlinin kimmoteoreettisia ratkaisuja pistekuormasta aiheutuvien jännitysten muodonmuutosten ja siirtymien laskemiseksi. Perusyhtälöiksi valitaan siirtymän ja pistekuorman välinen yhtälö sekä traktion (annettu jakautunut pintakuorma) ja pistekuorman välinen yhtälö.

BEM:in käyttö antaa joitakin merkittäviä etuja elementtimenetelmään verrattuna. BEM:issä voidaan analysoida tarkemmin maan ja perustusrakenteen välistä epäjatkuvuutta ja eri maakerrosten välisten rajapintojen epäjatkuvuuksia. Reunaelementtimenetelmässä voidaan hyödyntää äärettömän kaukana olevia reunoja ja muodostaa mielivaltaisen muotoisia "superelementtejä". Lisäksi jännitykset ja siirtymät voidaan laskea vain halutuissa pisteissä.

Differenssimenetelmä /23/ perustuu fysikaalista ongelmaa kuvaavien differentiaaliyhtälöiden muuttamiseen algebrallisiksi differenssiyhtälöiksi pienten, mutta äärellisten inkrementtien avulla.

Jatkuvien derivaattojen differenssiapproksimaatioiden muodostamiseksi on kehitetty useita menetelmiä, kuten eteenpäin- ja taaksepäindifferenssit.

Reunaehtojen huomioon ottamisen jälkeen differenssiyhtälöt kootaan matriisin muotoon ja ratkaistaan tuntemattomat suureet.

Differenssimenetelmää käytetään erityisesti konsolidaatio- ja ajasta riippuvien suotovirtaustehtävien ratkaisuisa.

Karakteristikamenetelmässä /23/ osittaisdifferentiaaliyhtälöt muutetaan tavallisiksi differentiaaliyhtälöiksi, jotka edelleen ratkaistaan differenssimenetelmän avulla.

Nimi "karakteristika" johtuu plastisuusteoriaan liittyvistä myötöviivoista, karakteristikoista, joiden avulla voidaan havainnollistaa hyperbolisten yhtälöiden ominaisuuksia.

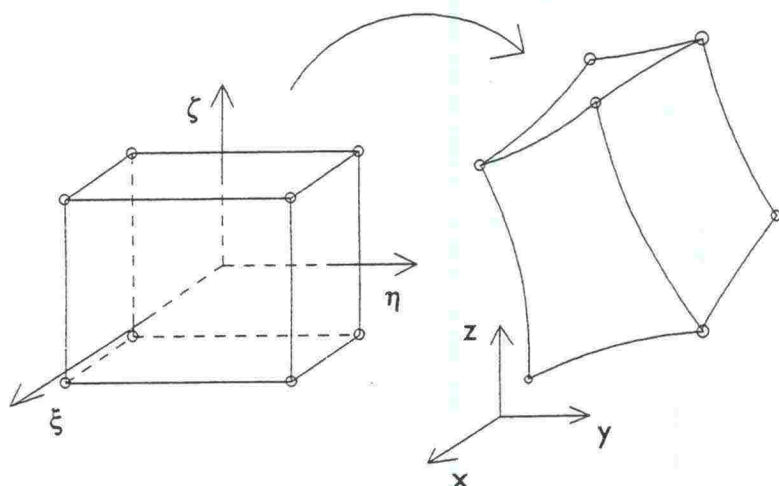
Karakteristikamenetelmää käytetään Kötterin yhtälön ratkaisumenetelmänä (vakavuus, kantavuus), sekä myös tärinääallon etenemistehtävien ratkaisumenetelmänä.

3.2 Elementtimenetelmän periaatteet /11,23,28/

Yhtenäinen fyysinen tai matemaattinen rakenne, kuten palkki, maakerros tai funktio, kuvataan jatkuvana systeeminä, jonka jokaisella erillisellä pisteellä on oma siirtymänsä. Vapausasteita on siten periaatteessa ääretön määrä.

Rakenteen käyttäytymistä voidaan kuitenkin mallintaa riittävällä tarkkuudella käyttämällä äärellistä määrää vapausasteita. Kolmiulotteisessa mallinnuksessa yhdellä palkkielementin pisteellä on 6 vapausastetta: x -, y - ja z -suuntaiset siirtymät sekä kolme kiertymävapausastetta θ_x , θ_y , ja θ_z . Kuutioelementin solmupisteellä on kolme vapausastetta: siirtymät x -, y - ja z -suunnassa. Käytettävän elementtiverkon vapausasteiden yhteenlaskettu lukumäärä määrittää mallin koon. Malli on pieni, jos vapausasteiden lukumäärä jää noin 1000:en. Suuresta mallista voidaan puhua vapausasteiden noustessa yli 10 000:n. *Diskretointi* tarkoittaa jatkuvan systeemin approksimoimista rajatulla pistejoukolla paloittaisen mallin avulla.

Mallissa funktion määrittelyalue jaetaan osa-alueisiin eli elementteihin, joiden rajapinnoille valitaan tietty määrä solmuja. Elementit vaikuttavat toisiinsa vain solmujen välityksellä ja koko systeemin siirtymiä approksimoidaan vain solmupisteiden siirtymien avulla. Yhteisten solmujensa kautta yhteenliitetyt elementit muodostavat yhdessä elementtiverkon.



Kuva 3.2 Isoparametrinen 8-solmuinen kuutioelementti
a) lokaalissa koordinaatistossa
b) globaalissa koordinaatistossa.

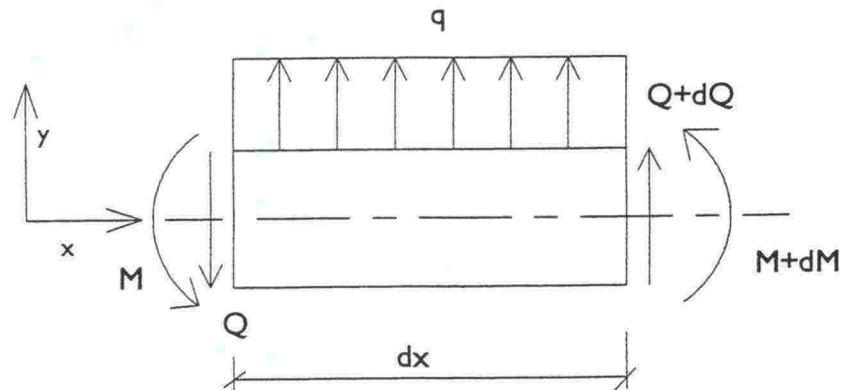
Kunkin elementin alueella funktiota *approksimoidaan* muotofunktioilla, jotka ovat yksinkertaisia lausekkeita, yleensä polynomeja.

Elementtimatriiseja muodostettaessa joudutaan toistuvasti laskemaan erilaisia viiva-, pinta- ja avaruusintegraaleja. Varsinkin korkeamman asteen elementtien yhteydessä näiden analyttinen määrittäminen on työlästä, joskus jopa mahdotonta. Integraalin numeerinen määrittäminen on tästä syystä välttämätöntä. *Numeerisessa integroinnissa* integraalilauseke korvataan summalausekkeella, jossa yksittäiset integrointipisteet kerrotaan pisteitä vastaavilla muotofunktioilla ja saadut tulot summataan yhteen koko integroitavalta alueelta.

Diskreetoitua systeemiä kuvaavan yhtälöryhmän ratkaisun tulee toteuttaa tietyt perusehdot:

- tasapainoehdot
- yhteensopivuus- eli *kompatibiliteettiehdot* ja
- materiaalin käyttäytymisehdot eli *konstitutiiviset yhteydet*.

Tasapaino- ja yhteensopivuusehtojen tulee toteutua sekä sisäisesti, jolloin tarkastelu koskee differentiaalisen pientä alkion, että ulkoisesti, jolloin kaikkien voimareunaehtojen ja myös siirtymiä koskevien geometrinen reunaehtojen tulee toteutua.



Kuva 3.3 Sisäiset tasapainoehdot.

Kuvan 3.3 mukaisesti sisäiset tasapainoehdot differentiaalisen pienellä alkiolla tarkoittavat voimatasapainon säilymistä yli koko tarkasteltavan alkion.

Siirtymiä koskeva kompatibiliteettiehto voidaan kaksiulotteisessa tapauksessa esittää venymien avulla muodossa:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \nu_{xy}}{\partial x \partial y} \quad (45)$$

Konstitutiivisissa yhteyksissä yksinkertaisin ja myös yleisimmin käytetty on Hooken laki. Yksiaksisiaalisessa jännitystilassa Hooken laki on

$$\sigma = E \varepsilon \quad (46)$$

missä

E = kimmomoduli.

Yksinkertaisimmillaan elementtimenetelmä on edellä esitettyjen ehtojen suora soveltamista, jolloin puhutaan *suorasta menettelystä*. Siirtymämenetelmän yhteydessä tämä tarkoittaa sitä, että valitaan ensin kompatibiliteettiehdot toteuttava siirtymätila. Sen jälkeen muodostetaan tarvittava yhtälöryhmä tasapainoehtoja suoraan solmupisteissä soveltamalla.

Isoparametriset elementit ovat hyödyllisiä kaarevareunaisten tai kaarevapintaisten kappaleiden diskretoinnissa. Näillä elementeillä todellisen rakenteen kaarevat ja vaihtelevat muodot kuvataan säännöllisiksi lineaarisiksi elementeiksi luonnollisten koordinaattien ξ , η ja ζ avulla interpoloimalla todellisen rakenteen muotoa samoilla muotofunktioilla N_i kuin siirtymiä u , v ja w .

Elementtimenetelmää sovellettaessa päädytään diskreetoitua systeemiä kuvaavaan yhtälöryhmään:

$$\{u\} = [K] \{F\} \quad (47)$$

missä

$\{u\}$	= rakenteen siirtymävektori
$[K]$	= rakenteen jäykkyyismatriisi
$[A]$	= rakenteen joustomatriisi
$\{F\}$	= rakenteen voimavektori.

Tuntemattomia yhtälöryhmässä voivat edustaa voimasuureet eli vektori $\{F\}$, jolloin puhutaan voimamenetelmästä. Voimasuureina voivat olla rakenteen jännitykset tai jännitysfunktion arvot. Siirtymämenetelmä on tietokoneiden kehityksen ja yleistymisen myötä muodostunut käytännössä vallitsevaksi elementtimenetelmän sovellusmuodoksi teknisissä sovellutuksissa.

Koko kappaleen jäykkyyismatriisi $[K]$ ja voimavektori $\{f\}$ kootaan sijoittelusummauksella elementtien osuuksista $[K^e]$ ja $\{f^e\}$. Solmusiirtymät kootaan voimavektorin tapaan vektoriin $\{q\}$.

Tuntemattomat suureet ratkaistaan kappaleen potentiaalienergian minimin avulla. Yksittäisten elementtien osuuksista yhteen summattu kappaleen potentiaalienergian lauseke voidaan kirjoittaa muotoon:

$$\Pi = \frac{1}{2} \{q\}^T [K] \{q\} - \{q\}^T \{f\} \quad (48a)$$

Minimin välttämätön ehto on, että sen ensimmäinen variaatio on nolla, eli

$$\partial \{q\}^T ([K] \{q\} - \{f\}) = 0. \quad (48b)$$

Kappaleen tuntemattomat suureet ratkaistaan siirtymämenetelmässä kaavasta (48) saadusta elementtimenetelmän tasapainoyhtälöstä:

$$\{f\} = [K] \{q\}. \quad (49)$$

3.3 Maan materiaaalimallit

3.3.1 Yleistä /23,24/

Kuormitettaessa maa-alkiota pienillä kuormituksilla voidaan muodonmuutokset olettaa lähes elastiksiksi. Kuormituksen lisääntyessä plastisen muodonmuutoksen osuus kasvaa nopeasti elastisen osuuden käydessä mitättömäksi.

Maan käyttäytymistä voidaan kuvata myötöpinnalla, joka toteuttaa maan myötöehdon. Myötöpinta on kullekin materiaalille ominainen ja sen parametrit ja muoto on määrättävä kokeellisesti. Myötöpinnan sisäpuolisten muodonmuutosten arvot ovat elastisia ja pinnan ulkopuoliset plastisia.

Myötöehtojen yleinen funktio voidaan kirjoittaa muotoon:

$$f = f(J_1, J_2, J_3, J_{2D}, J_{3D}) = \text{vakio} \quad (50)$$

missä jännitysvariantit J_1, J_2, J_3 ja deviatoriset jännitysvariantit J_{2D}, J_{3D} ovat:

$$\begin{aligned} J_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \\ J_2 &= \frac{1}{2} \{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\} + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \\ &= \frac{1}{2} (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \\ J_3 &= S_x S_y S_z - S_z \tau_{xy}^2 - S_x \tau_{yz}^2 - S_y \tau_{zx}^2 \\ J_{2D} &= J_2 - \frac{1}{3} (J_1)^2 \\ J_{3D} &= J_3 - \frac{1}{3} (J_1 J_2) + \frac{2}{27} (J_1)^2 \end{aligned}$$

Materiaalin myötöehto ei ole pelkästään jännitystilän funktio, vaan usein myös eräiden materiaalia kuvaavien suureiden funktio.

Elementtiohjelmistoissa käytettävissä materiaalmalleissa sovelletaan useita eri myötöehtomalleja. Yleisimmin käytetty on *Mohr - Coulombin myötöehto*, joka kuitenkin mallintaa maamateriaalin plastisoitumista vain karkeasti. Tarkempia, mutta samalla monimutkaisempia myötöehtomalleja ovat *Drucker-Prager* - ja *Cam Clay* -mallit. Näiden mallien avulla karkearakeisten maalaajien palastisoitumista voidaan kuvata tarkasti, mutta samalla laskettavien differentiaalien epälineaarisuus kasvaa voimakkaasti ja tarvittava prosessointiaika pitenee.

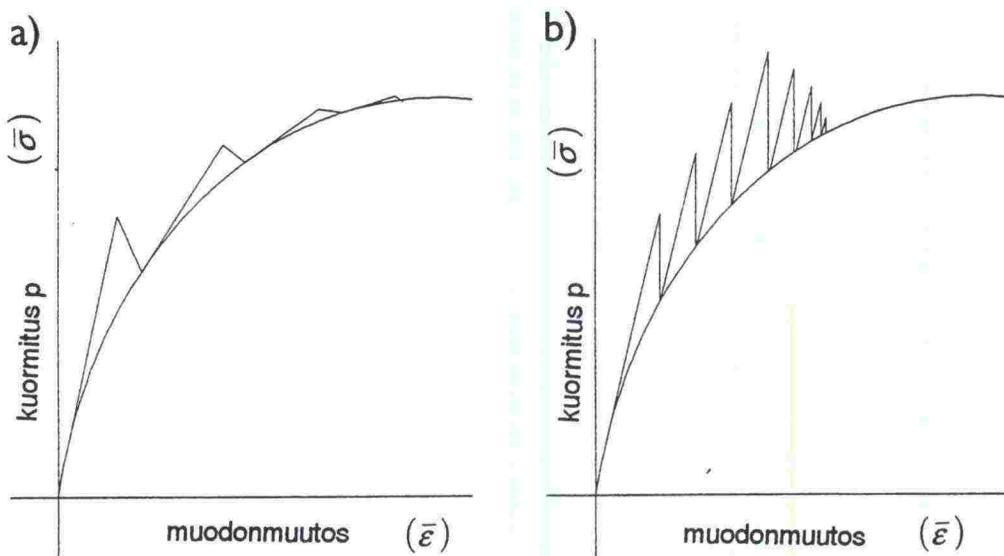
3.3.2 Epälineaarisen käyttäytymisen mallintaminen /4,5,23,24/

Maamateriaalien epälineaarisen käyttäytymisen mallintaminen elementtimenetelmällä perustuu toistuvien lineaaristen ratkaisujen tekemiseen pienillä

kuormituslisäyksillä epälineaarista materiaa-
 mallia ja ratkaisutekniikkaa käyttäen.

Ratkaisutekniikoista yleisimmin käytössä ovat *inkrementaalinen menetelmä* korjausrutiineineen ja *iteratiivinen menetelmä* (alkujännitysiterointi). Menetelmissä tarkkaillaan koko rakenteen sisäistä staattista tai dynaamista tasapainoa. Mikäli tasapainotila on menetetty, on jokin mallin osa murtunut. Kappaleen murtuminen näkyy siirtymien systemaattisena kehittymisenä nopeasti hyvin suuriksi. Murtuminen tapahtuu liukupintaa pitkin ja liukupinnan sijainti ja muoto näkyy laskentatuloksissa plastisten leikkausmuodonmuutosten keskittymänä.

Inkrementaalisessa menetelmässä on esitetty vaihtoehtoisia tapoja kuormitus - muodonmuutos -kuvaajan iterointiin (kuva 3.4). Kuvassa 3.4 a) kuormitus - muodonmuutos -kuvaajan arviot muuttuvat portaittain progressiivisesti Newton - Raphson -menetelmän mukaisesti. Laskelmallisesti kuvan a) tapauksessa elementin jäykkyysmatriisia muutetaan iterointiaskeleiden välillä, kun taas kuvassa b) jäykkyysmatriisi pysyy muuttumattomana. Tapa b) säästää yhteen iterointiin käytettävää aikaa, mutta johtaa lopulta iterointien kokonaismäärän kasvuun Newton - Raphsonin menetelmään verrattuna.



Kuva 3.4 Epälineaarinen iterointiprosessi /24/.
 a) Iterointi Newton - Raphson menetelmällä
 b) Iterointi muuttumattomalla jäykkysmatriisilla.

Maalajien plastista käyttäytymistä mallintamaan tarvitaan myötöfunktion lisäksi plastinen potentiaalfunktio ja myötölujenemista säätelevä funktio. Elastiset ja plastiset muodonmuutosinkrementit voidaan laskennassa erottaa toisistaan, määrittää erikseen ja lopulta summata yhteen:

$$\partial \epsilon_{ij} = \partial \epsilon_{ij}^e + \partial \epsilon_{ij}^p \quad (51)$$

missä

$\partial \epsilon_{ij}$ = kokonaismuodonmuutosinkrementti
 $\partial \epsilon_{ij}^e$ = elastinen muodonmuutosinkrementti
 $\partial \epsilon_{ij}^p$ = plastinen muodonmuutosinkrementti.

Kitkamaalajien yhteydessä tarvitaan ei-assosiatiivista materiaaalimallia. Ei-assosiatiivisuus tarkoittaa, että plastinen potentiaalifunktio ei yhdy myötöfunktioon, eli muodonmuutosinkrementin suunta ei yhdy myötöfunktion normaalin suuntaan.

Epälineaariset kimmoplastiset materiaaalimallit otetaan elementtimenetelmässä huomioon jännityksestä riippuvan kimmoplastisen jännitys- ja muodonmuutosmatriisin avulla:

$$\{\Delta \sigma\} = [D_{ep}] \{\Delta \epsilon\} \quad (52)$$

missä

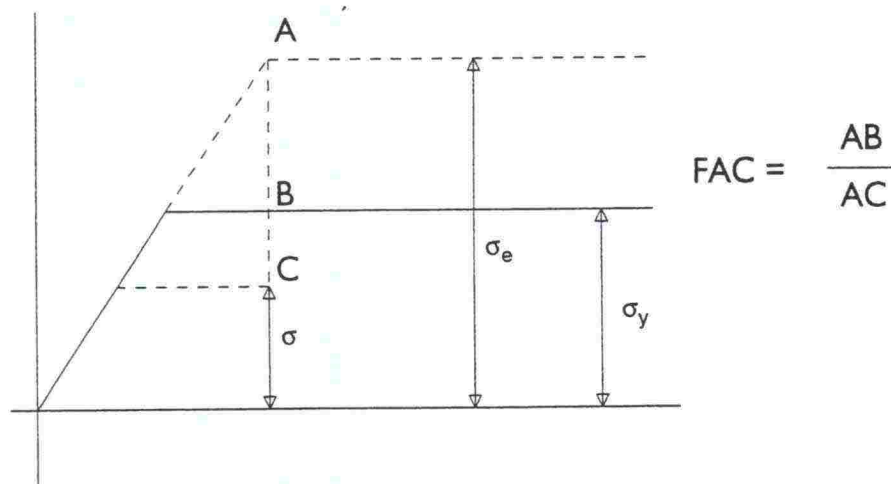
$\Delta \sigma$ = jännitysvektori
 $\Delta \epsilon$ = muodonmuutosvektori
 D_{ep} = kimmoplastinen jännitys- ja muodonmuutosmatriisi.

Koska elementit voivat kuormalisäyksen aikana pysyä osittain elastisina, on jännitysmatriisin plastiseen osaan usein liitetty kerroin FAC (kuva 3.5):

$$[D_{ep}] = [D_e] - FAC [D_p] \quad (53)$$

missä

$$FAC = \frac{\sigma_e - \sigma_y}{\sigma_e - \sigma}$$



Kuva 3.5 Jäykkyysmatriisin plastisen osan kertoimen muodostaminen /24/.

FAC:n arvo on nolla elastisella alueella ja kokonaan plastisella alueella yksi.

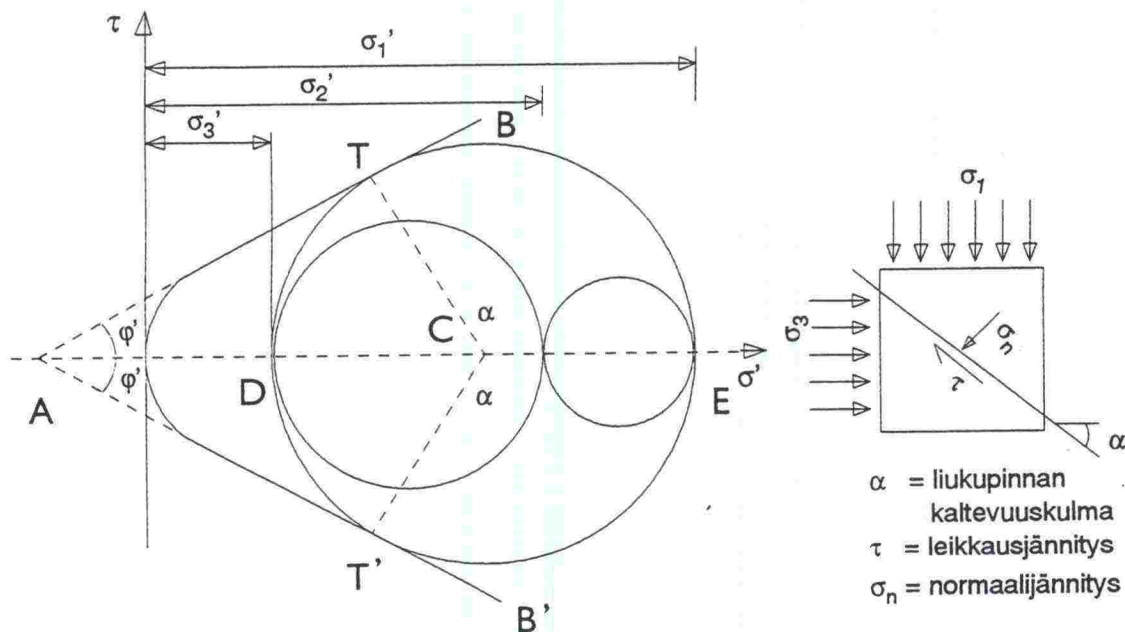
3.3.3 Mohr - Coulombin myötöehto /4,23/

Mohr - Coulombin (Coulomb 1773) myötöehdossa on tehty samat lähtöoletukset kuin metalleilla muodonmuutoksia laskettaessa. Teorian mukaan maan murtumisen aiheuttaa normaalijännityksen ja leikkausjännityksen suhde leikkauspinnalla (55) (kuva 3.6). Mohr - Coulombin myötöehtoa voidaan soveltaa sekä kitka- että koheesiomaalajeille.

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (55)$$

missä

τ_f	= leikkausjännitys murtopinnalla
c'	= tehokas koheesio
σ'_n	= murtopinnalla vallitseva tehokas normaalijännitys
φ'	= tehokas kitkakulma.



Kuva 3.6 Mohr - Coulombin myötöehto /23/.

Jännitysvarianttien avulla Mohr - Coulombin myötöehto voidaan kirjoittaa muotoon:

$$F = 1/3 J_1 \sin \varphi' + \sqrt{J_2} \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \varphi'}{\sqrt{3}} \right) - c' \cos \varphi' \quad (56)$$

missä

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{-3 \cdot \sqrt{3 \cdot J_3}}{2 \cdot J_2^{3/2}} \right)$$

Mikäli kuormitus kasvaa niin hitaasti, että huokosvesi ehtii poistua maaperästä, voidaan hiekalla, siltillä ja normaalisti konsolidoituneella savella koheesion arvoksi antaa $c' \approx 0$. Ylikonsolidoituneella savella koheesio $c' > 0$.

Suurella materiaaliäännityksen arvolla riippuvaisuus (55) ei ole suoraviivainen, joten tehokkailla leikkauslujuusparametreillä ei ole vakioarvoja. Tästä johtuen lujuusparametrit on aina tutkittava rakenteessa toteutuvalla jännitysalueella ja oikeassa tiiviydessä.

FEM -laskentaa ajatellen tarvittavat parametrit c' ja ϕ' voidaan määrittää kolmiakselikokeella.

Lähtöoletuksistaan johtuen Mohr - Coulombin myötäteoria antaa virheellisen lopputuloksen. Todellisuudessa maapohjassa tapahtuu pysyviä muodonmuutoksia, kun Mohr - Coulombin ehdon mukaan maan muodonmuutosten tulisi olla vielä täysin elastisia. Samaten teorian normaali soveltaminen myödessä tapahtuvan plastisen vuon määrittämiseen johtaa epärealistisiin tilavuuden muutoksista aiheutuviin äännityksiin.

3.3.4 Drucker - Pragerin myötöehto /23/

Drucker - Pragerin teoria (1952) on kehitetty Mohr - Coulombin myötöehdosta. Siinä otetaan huomioon myös hydrostaattisen äännityksen vaikutus myötöfunktiossa (57), joten se soveltuu hyvin maa- ja kalliomekaniikassa käytettäväksi (kuva 3.7). Drucker - Pragerin teoriaa voidaan soveltaa kitka- ja välimuotomaalajeille.

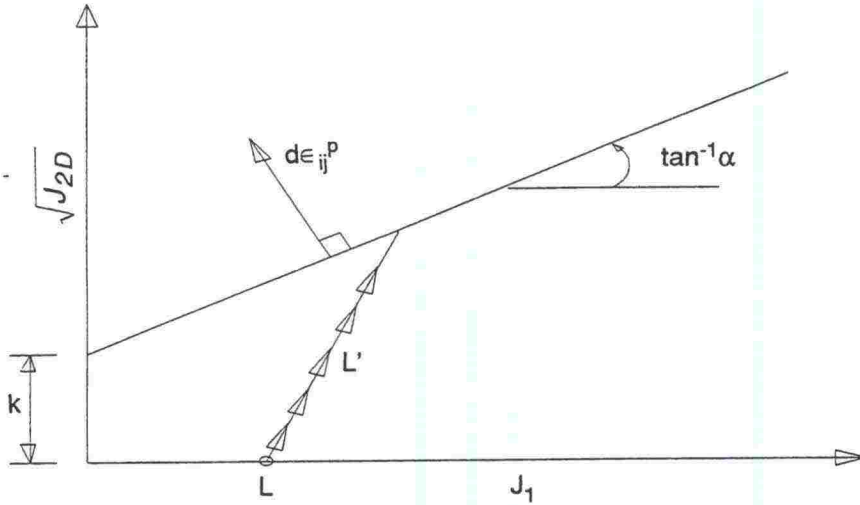
$$f = \alpha J_1 + \sqrt{J_{2D}} - k = 0 \quad (57a)$$

$$\alpha = 2 \sin \phi / [3(3 - \sin \phi)]^{1/2} \quad (57b)$$

$$k = 6c \cos \phi / [3(3 - \sin \phi)]^{1/2} \quad (57c)$$

missä

J_1	= ensimmäinen äännitysvariantti
J_{2D}	= toinen deviatorinen äännitysvariantti
c, ϕ	= koheesio ja kitkakulma
α, k	= materiaaliparametreja.



Kuva 3.7 Drucker - Pragerin myötöehto.

Tarvittavat maaparametrit c ja φ voidaan määrittää kolmiakselikokeella.

3.3.5 Cap -mallit /10,15,23/

Cap -mallissa myötöfunktio (58) koostuu pienillä jännityksillä Drucker - Pragerin myötöehdosta, joka tasaisesti, jännityksen kasvaessa, muuttuu von Misesin myötöehdoksi. Kuvan 3.8 mukaisesti myötöpinta f_2 muodostaa tulpan (Cap) avoimelle Drucker - Pragerin myötöpinnalle. Cap -malli onkin suljettu malli. Cap -mallilla voidaan simuloida kitkamaiden käyttäytymistä suurilla jännitystasoilla ja dynaamisilla kuormilla.

Cap -mallin murtopinnan yhtälö (kuva 3.8) on perusmuodossaan /10/:

$$f_1 = \sqrt{J_{2D}} + C(-BJ_1) - A = 0, \quad (58)$$

missä

J_1 = ensimmäinen jännitysvariantti
 A, B, C = murtovakioita.

Kehitellyissä Cap -malleissa /10/ murtopinnan yhtälöön on lisätty termi MJ_1 ja dimensioton kerroinfunktio $g(\theta, J_1)$:

$$f_1 = g(\theta, J_1) \sqrt{J_{2D}} - A - MJ_1 - C(-BJ_1) = 0 \quad (59)$$

missä

$$g(\theta, J_1) = \frac{2}{\sqrt{3}} \cos \left[\frac{1}{3} \cos^{-1} (-A \cos 3\theta) \right] \quad (60)$$

M = Desain (1979) esittämä vakio

$$A = A_0^{(-\gamma J_1 / p_a)}$$

A_0 = funktion muotoparametri

γ = empiirinen materiaaliveko

p_a = ilmanpaine.

Myötöpintaa kuvaavan funktion f_2 /15/ (kuva 3.8) perusmuoto on:

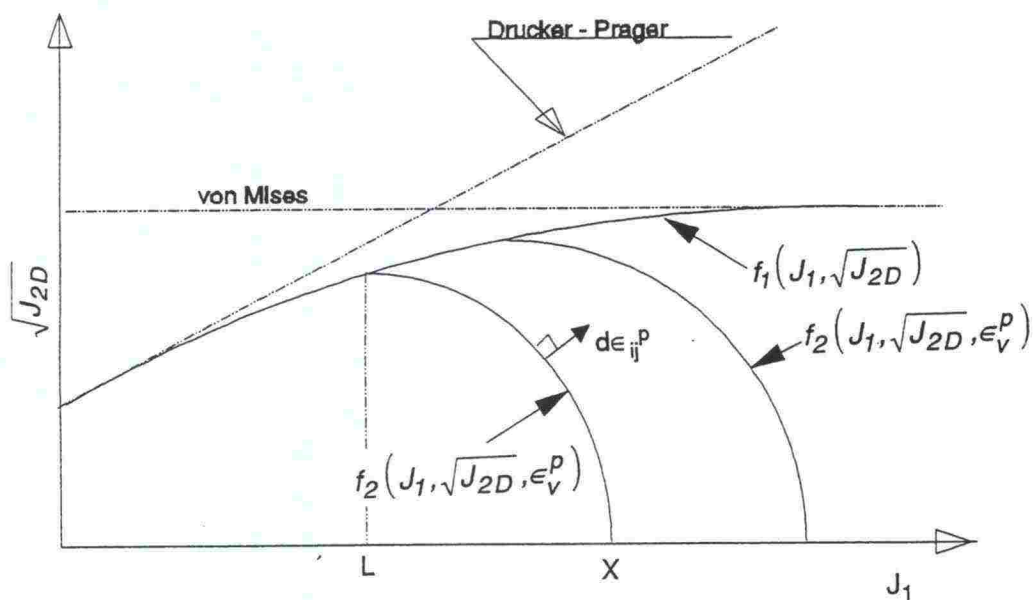
$$f_2 = (J_1 - L)^2 + R^2 J_2 - (X - L)^2 \quad (62)$$

missä

L = J_1 :n arvo myötöpinnan ellipsin ja murtopinnan leikkauspisteessä

R = materiaaliveko I. muotoveko joka voidaan määrittää laboriokokeissa

$(X - L)$ = myötöpinnan ellipsin lyhyempi akseli ($X - L = b / 8$).



Kuva 3.8 Cap-mallin myötöehto /10/.

Tiivistymissäännön (76) avulla voidaan määrittää myötöfunktion ja J_1 -akselin leikkauspiste X :

$$X = -\frac{1}{D} \ln \left(1 - \frac{\epsilon_v^p}{W} \right) + Z \quad (63)$$

missä

ϵ_v^p = volymetrinen plastinen muodonmuutos

D, W, Z = plastisia tiivistymisvakioita.

3.3.6 Modified Cam Clay -malli /4,23/

Modified Cam Clay -malli (MCCM) (Schofield & Wroth 1968, Roscoe & Borland 1968) on kriittisen tilan mallin sovellutus ja soveltuu hyvin koheesio-maalajien, kuten normaalisti konsolidoituneen ja lievästi ylikonsolidoituneen saven mekaanisen käyttäytymisen kuvaamiseen. MCCM on elasto - plasti-nen malli, jossa tilavuuden muutos on riippuvainen hydrostaattisesta jänni-tyksestä (64).

$$\Delta v = \lambda (\ln p'_2 - \ln p'_1) \quad (64a)$$

$$\Delta v = \kappa (\ln p'_2 - \ln p'_1) . \quad (64b)$$

missä

v	= ominaistilavuus ($v = e + 1$)
e	= huokosluku
p'	= tehokas hydrostaattinen jännitys
λ	= normaalisti konsolidoituneen maan tilavuudenmuutospara- metri; kokonaistilavuudenmuutoksen parametri
κ	= ylikonsolidoituneen maan tilavuudenmuutosparametri; elastisen tilavuudenmuutoksen parametri.

MCC -mallissa myötöpinta on ellipsi (65) (kuva 3.9).

$$p'(p' - p'_e) + \frac{q^2}{\eta^2} = 0 \quad (65)$$

missä

p'_e	= esijännitys isotrooppisessa jännitystilassa ($p' = \sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$)
η	= jännityssuhde ($\eta = \frac{q}{p}$) .

Parametrit λ ja κ määritetään isotrooppisella konsolidointikokeella kolmiak-selilaitteistolla. Ödometrikokeella saadaan λ :lle ja κ :lle hyvät likiarvot, vaikka ödometrikokeessa jännitystila ei olekaan isotrooppinen.

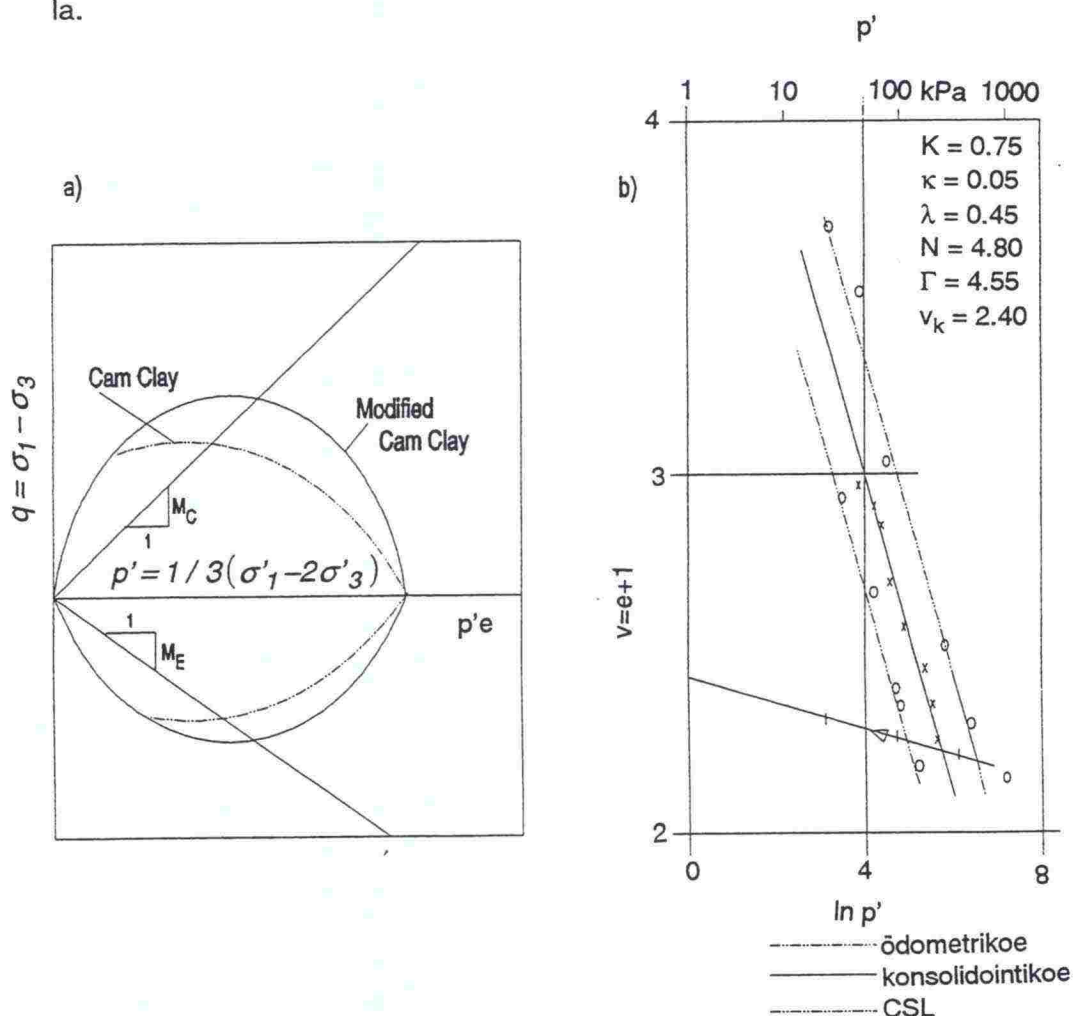
Konsolidaatiokokeen, ödometrikokeen ja kriittisen tilan suoran kaltevuus (CSL) $\ln p' - v$ -koordinaatistossa on sama ($-\lambda$) (kuva 3.9). Materiaalin kim-moisten ominaisuuksien määrittämiseksi on konsolidointikokeessa tehtävä myös palautus. Palautuskäyrän kaltevuus $\ln p' - v$ -koordinaatistossa on ($-\kappa$). Lisäksi MCC -mallia käytettäessä on määritettävä parametrit M ja Γ . M on jännityssuhde q/p' . Γ puolestaan on jännitystä $p' = 1$ kPa vastaava omi-naistilavuuden arvo.

Käytettäessä kriittisen tilan mallia FEM -analyysissä on välttämätöntä määrittää kuormitettavan maaperän todellinen jännitystila. Yleistämällä kaavan (65) hydrostaattinen jännitys p' ja jännitys q lausekkeilla

$$p' = (\sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z') / 3 \quad (66)$$

$$q = 1/\sqrt{2} \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{xy}^2 + 6\tau_{yz}^2 + 6\tau_{zx}^2} \quad (67)$$

voidaan FEM -laskentaan tarvittavat parametrit määrittää kolmiakselikokeella.



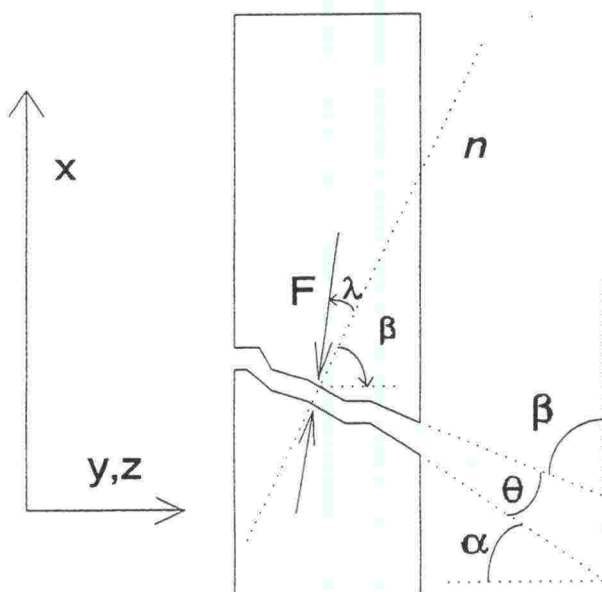
Kuva 3.9 a) MCC -mallin myötöpinnan kuvaaja /23/.
b) MCCM:n parametrien määrittäminen $\ln p'$ - v -kuvaajalta.

3.4 Rowen jännitys - dilataatio yhtälö /6,23/

Dilataatiolla tarkoitetaan maaperän jännityksen alaisista muodonmuutoksista aiheutuvaa laajenemista. Rowen kokeellisesti määrittämällä jännitys -

dilataatio yhtälöllä (1962) voidaan esittää jännitysten ja dilataation välinen riippuvuus (71).

Kokeessaan Rowe käytti tiiviisti rakeisella materiaalilla täytettyä sylinteriä. Täyttö salli partikkelien muodostavan jäykkiä yhtenäisiä tiivistymiä, joita erottivat toisistaan 'sahahampaiset' leikkauspinnat (kuva 3.10). Erillisten tiivistymien liikkeet toisiinsa nähden olivat hampaiden suuntaisia liukumia. Kun hampaat poikkasivat leikkauspinnan suunnasta, laiheutti liukuminen myös kappaleen tilavuuden muutoksia.



Kuva 3.10 Rowen sylinterikokeen leikkauspinta /6/.

Liukumisen ja hampaiden leikkauspinnan tasosta eriävän liukupinnan takia hampaita ympäröivät alueet menettivät kosketuspintansa leikkauksessa ja pintojen välittämät voimat keskittyivät vain hampaiden alueille.

Kuvan 3.10 mukaisessa kokeessa kahden jäykän kappaleen välissä vaikuttavan kitkan (materiaalin sisäinen kitkakulma φ_u) ja kappaleiden suhteellisen siirtymäkulman λ (hampaan kontaktipinnan normaalin ja pintojen välittämän voimaresultantin välinen kulma) avulla voidaan lausua kolme leikkauspinnassa vaikuttavaa kitkaan liittyvää sääntöä:

- jos $\lambda > \varphi_u$, kappaleet eivät voi liukua
- jos $\lambda = \varphi_u$, kappaleet voivat liukua
- $\lambda < \varphi_u$ on mahdoton tilanne.

Murtopinnan ja pienemmän pääjännityksen välinen kulma on α . Yläpinnan hampaan ja suuremman pääjännityksen välinen kulma on β . Erotuskulma θ yläpinnan hampaan ja murtopinnan välillä saadaan yhtälöstä:

$$\theta = \alpha + \beta - \frac{1}{2}\pi \quad (68)$$

Kun θ on positiivinen, liukuminen aiheuttaa dilataation l. tilavuuden kasvun.

Rowen kokeessa koeylinteriin vaikuttavat jännitykset olivat σ'_1 , σ'_2 ja σ'_3 , missä $-\sigma'_1 > -\sigma'_2 = -\sigma'_3$.

Hampaan välittämä kuormitusresultantti F välittyy murtopinnan kautta, jonka vaakaprojektion ala on A ja pystyprojektion ala $A \tan \alpha$. Voiman F komponentit voidaan kirjoittaa:

$$F_v = -\sigma'_1 A \quad (69a)$$

ja

$$F_h = -\sigma'_3 A \tan \alpha. \quad (69b)$$

Kun voiman F kulma vaakasuoraan nähden on $(\beta + \lambda)$ ja voimakomponenttien suhdeluku on $F_v / F_h = \tan(\beta + \lambda)$, voidaan Rowen jännitys - dilataatio yhtälö kirjoittaa muodossa:

$$\tan(\beta + \lambda) = \frac{F_v}{F_h} = \left(\frac{-\sigma'_1}{-\sigma'_3 \tan \alpha} \right) \quad (70)$$

Käyttämällä voimasuhteelle symbolia R saadaan Rowen yhtälöksi:

$$R = \left(\frac{-\sigma'_1}{-\sigma'_3} \right) = \tan \alpha \tan(\beta + \lambda). \quad (71)$$

3.5 Alkujännitystila /23/

Jännitystilasta riippuvien epälineaaristen materiaalmallien käyttö elementtimenetelmässä edellyttää alkujännitystilan määrittämistä. Alkujännitystilan vaikutus laskennassa kasvaa, kun muodonmuutostaso on pieni.

Lineaarisesti kimmoteoreettisissa tapauksissa alkujännitystilan vaikutus saadaan tavallisesti superpositioperiaatteen avulla lisäämällä alkujännitykset kuormituksesta aiheutuviin lisäjännityksiin.

Alkujännitykset voidaan ottaa huomioon asettamalla maaelementteihin vaikuttamaan maakerrosten tilavuuspainoista aiheutuva tilavuusvoima. Jos maanpinta on vaakasuora ja diskretoidun alueen reunat ovat sileät, alkujännitysten arvot saadaan kaavoista:

$$\sigma'_{yo} = \gamma' h \quad (72)$$

$$\sigma'_{xo} = K_o \gamma' h \quad (73)$$

missä

h = syvyys maanpinnasta

γ' = tehokas tilavuuspaino

K_o = lepopainekerroin.

Lepopaine kertoimen K_o arvo saadaan kaavasta

$$K_o = \frac{v'}{1 - v'} \quad (74)$$

missä

v' = tehokas Poissonin luku.

Maakerrosten tilavuuspainoista aiheutuvien tilavuusvoimien käyttö edellyttää, että $K_o \leq 1$ ja että laskenta tehdään erillisenä simulointivaiheena, jonka päätyttyä siirtymät nollataan.

Alkujännitykset voidaan ottaa huomioon myös viemällä kaavoilla (72 - 73) lasketut jännitykset tiedostoon esikäsittelyohjelman avulla siten, että alkujännitykset on määritetty integrointipisteissä. Laskentaohjelma lukee alkujännitykset seuraavassa vaiheessa laskennan lähtötiedoiksi. Jälkimmäistä tapaa käyttäen lepopaine kertoimen arvo voi olla suurempi kuin yksi ($K_o > 1$).

3.6 Maaparametrit /17,18,29/

Analyysiä varten elementtimenetelmää soveltavat tietokoneohjelmat vaativat pääelementtien materiaaliparametreina vaihtelevan joukon käytettävän materiaalin lujuutta ja muodonmuutoksia määrittäviä vakioita. Geoteknisissä sovellutuksissa yleisimmin vaadittavia *kimmoisia maaparametreja* ovat

kimmomoduli E [MN/m²],
leikkausmoduli G [MN/m²] ja
Poissonin luku v .

Tarvittavia *plastisia maaparametreja* ovat

dilataatiokulma ψ [°],
koheesio c [kN/m²] ja
sisäinen kitkakulma ϕ [°].

Laskentaohjelmat tarvitsevat lisäksi maan painoa määrittävän suureen *maan tilavuuspaino* γ [kN/m³] ja alkujännitystilaa-analyysin tarvitseman apusuureen *maanpaineluku* K_0 .

Kimmomodulilla eli muodonmuutosmodulilla E tarkoitetaan deviatorisen jännityksen lisäyksen suhdetta puristuman lisäykseen (kaava). Maalajien muodonmuutosmodulin määrittämisestä on kerrottu lähemmin *kappaleessa 4.2.3*.

Leikkausmoduli G on määritetty muodonmuutosmodulin E ja Poissonin luvun ν avulla kaavalla:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \quad (75)$$

Poissonin luku ν voidaan määrittää jännityksen σ_1 massaansa aiheuttamien muodonmuutosten avulla kaavasta:

$$\nu = -\frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} = -\frac{\epsilon_2}{\epsilon_1}, \quad (76)$$

missä

ϵ_1 = jännityksen σ_1 aiheuttama puristuma σ_1 -suunnassa
 ϵ_2, ϵ_3 = jännityksen σ_1 aiheuttama puristuma jännitystä vastaan kohtisuorassa olevassa suunnassa.

Poissonin lukua ν on arvioitu sisäisen kitkakulman (ϕ) avulla likiarvokaavalla:

$$\nu = \frac{1 - \sin \phi}{2} \quad (77)$$

Maan tilavuuspainolla tarkoitetaan tilavuusyksikön suuruiseen maa-erään kohdistuvaa painovoimaa.

Sisäinen kitka aiheutuu maarakeiden välisestä hankauksesta ja se muodostuu normaalin kitkan tapaan kitkapinnassa vaikuttavan normaalijännityksen (σ) ja kitkakertoimen tulona. Kitkakerroin ilmaistaan kitkakulman tangenttina. Maan sisäiseen kitkakulmaan vaikuttaa merkittävimmin maan rakekoostumus, rakeiden muoto ja pyöristyneisyys sekä maan tiiviys.

Koheesio aiheutuu maahiukkasten välisistä kiinnevoimista sekä myös mineraalihiukkasia ympäröivien vesivaippojen ja itse hiukkasten välisistä sähköstaattisista voimista. Koheesioon vaikuttavat eniten maan rakeisuus ja

vesipitoisuus. Kitkamaalajien jännitys - muodonmuutos -käyttäytymistä mallinnettaessa koheesion arvoksi täytyy usein laskennallisista syistä käyttää arvoa $c \geq 1 \text{ kN/m}^2$.

Dilataatiokulmalla tarkoitetaan tilavuudenmuutosnopeutta kulloinkin käytettävässä koordinaatistossa. Kriittisen tilan muodonmuutoksia käytettäessä dilataatiokulman teoreettinen fysikaalinen määrittäminen saadaan kaavasta:

$$\tan \psi = \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_s} \quad (78)$$

missä

ϵ_v = tilavuudenmuutos

ϵ_s = leikkausmuodonmuutos $\epsilon_s = 2/3 (\epsilon_1 - \epsilon_3)$.

Koska muodonmuutosinkrementti on kohtisuorassa plastista potentiaalipintaa vastaan, dilataatiokulma ilmaisee myös plastisen potentiaalipinnan kaltevuuden käytetyssä koordinaatistossa. Dilataatiokulmaa ψ tarvitaan mallintamaan maaperässä tapahtuvaa palautumatonta tilavuuden muutosta. Elementtimenetelmää soveltavien laskentaohjelmien yhteydessä dilataatiokulmaa ei yleensä määritetä tarkasti, vaan sen arvona käytetään usein karkeatakin likiarvoa. Esimerkiksi ohjelmassa *Plaxis* sen suuruusluokaksi suositellaan lukua $\psi = \phi - 30^\circ$.

Ennen laskentaprosessin alkua monet ohjelmat laskevat automaattisesti alkujännitystila-analyysin, jossa selvitetään maakerroksen jännitystila ilman ulkoisia kuormia. Vaakasuntaiset jännitykset lasketaan yleensä lepopainekertoimen eli lepopaineen **maanpaine**luvun K_0 (75) avulla. Maanpaine luku normaalisti konsolidoituneelle maalle lasketaan yleensä likimääräisesti *Wroth*:in menetelmällä (1975) kitkakulman avulla:

$$K_0 = a - \sin \phi' , \quad (79)$$

missä

a = maakerroksen rakenteesta ja kuormitustavasta riippuva parametri

$a = 1$ kitkamaalla

$a = 0.95$ koheesiomaalla

ϕ' = tehokas kitkakulma.

Elementtimenetelmäohjelmistojen käyttämät maanpaine luvun likiarvot ovat kaavan (79) sovelluksia. Esimerkiksi *Plaxis*-ohjelmalla maanpaine luvun arvo saadaan kaavasta:

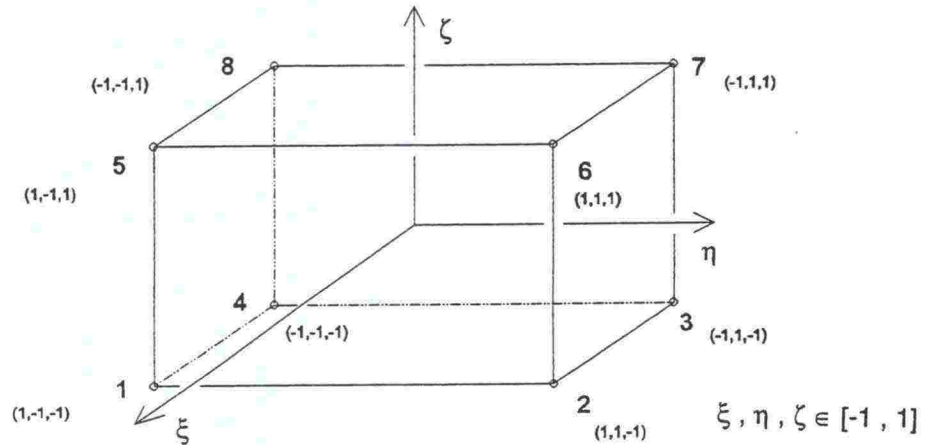
$$K_o = 1 - \sin \varphi$$

ja ZSOIL -ohjelmassa kaavasta:

$$K_o = 0.9 (1 - \sin \varphi).$$

3.7 Elementtityypit ja -verkot /1,11,24/

Elementtimenetelmän antaman tuloksen tarkkuus riippuu käytettävistä elementtityypeistä, elementtien vapausasteiden lukumäärästä, elementtiverkon tiheydestä ja muodosta, verkon reunaehdoista ja materiaaliparametreista.



Kuva 3.11 Trilineaarinen 8-solmuinen suorakulmainen särmiöelementti.

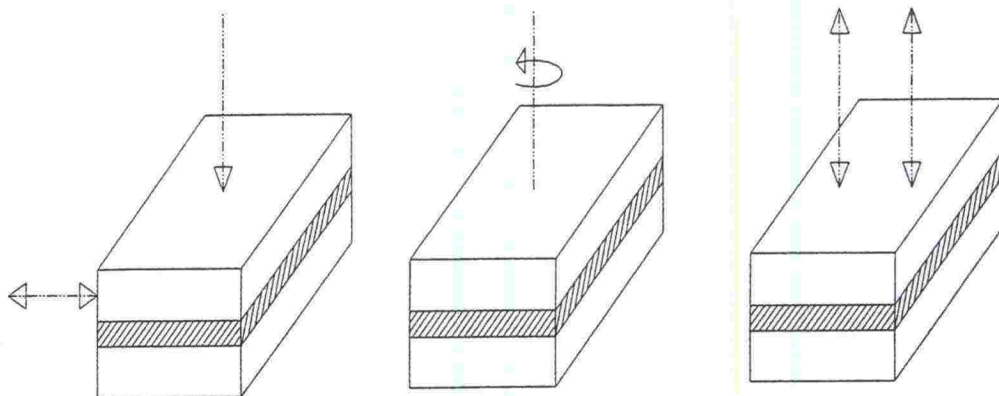
Kontinuumeilla materiaali-elementeillä mallinnetaan maa-ainesta, perusrakenteita ja paaluja. Elementin käyttäytymisen kuormituksen alaisena määräävät kimmoiset maaparametrit (E , G , ν), plastiset maaparametrit (φ , ψ , c) sekä kappaleen ominaispainoon ja alkujännitystilaan liittyvät parametrit (γ , K_o).

Kolmiulotteisessa mallinnuksessa kuutioelementit, kuten 8-solmuinen tai 20-solmuinen 'trilineaarinen' suorakulmainen särmiöelementti, ovat osoittautuneet käyttökelpoisiksi (kuva 3.11) maa-ainesta kuvattaessa.

Monista elementtikirjastoista on löydettävissä kuutioelementtien tasoversiot. Niiden avulla maamateriaalia voidaan kuvata 2-ulotteisena, esimerkiksi 4-solmuisilla tai 8-solmuisilla bilineaarisilla neliöelementeillä tai 3-solmuisilla kolmioelementeillä.

Rajapintojen, kuten perusrakenteen ja maan tai eri maakerrosten välistä epäjatkuvuutta kuvaamaan on kehitetty ohuita rajapinta-elementtejä. Näiden

'interface' -elementtien avulla voidaan mallintaa rakenteiden ja maan välisiä liikeitä, kuten liukumaa, kiertymistä tai keinumista (kuva 3.12).



Kuva 3.12 Interface-elementtien mahdollistamat rajapintojen liikkeet.

Jotkin interface -elementit mahdollistavat myös kitkan huomioon ottamisen rajapinnoilla. Laskennallisesti interface -elementeillä voidaan 'pehmentää' elementtien käyttäytymiseroja (siirtymiä, muodonmuutoksia) pinnoissa, joissa erilaisia materiaalityyppejä mallintavilla elementeillä on yhteisiä solmuja.

Elementeistä koottavat verkot muodostavat koko mallinnettavan rakenteen ja maapohjan kuvan. Yleissääntönä voidaan pitää sitä, että maapohjaa mallintavan verkon on ulotuttava pysty- ja vaakasuunnissa niin pitkälle, että maapohjaan kuormitettaessa syntyvät jännitykset (tai muodonmuutokset) ehtivät tasaantua ennen mallin reunoja. Tällöin verkon reunojen tuenta ei pääse vaikuttamaan tuloksiin ja malli toimii tuennallisesti kuten todellinen maapohja.

Elementtiverkkojen laidoilla voidaan käyttää erityisiä rajaelementtityyppejä, jotka kuvaavat mallin jatkumista yli laitapisteiden asettamien fyysisten rajojensa. Näiden elementtien alueella jännitykset ja siirtymät maamateriaalissa 'tasaantuvat' samalla tavoin kuin äärettömyyksiin jatkuvassa verkossa.

4 KOEKUORMITUKSET

4.1 Yleistä

Luiskan suuntaisesti asetetun perustuksen kantokykyä määrittävät kokeet suoritettiin Tampereen teknillisen korkeakoulun rakennushallin koekuopassa. Pinta-alaltaan kuopan mitat ovat 2,5 m × 2,5 m ja sen syvyys on 4,5 m.

Kuopan alaosa täytettiin kokeissa käytettävällä maa-aineksella (sora) ja tiivistettiin tiiviysasteeseen 95 %. Kokeiden edetessä luiskat pengerrerettiin ja tiivistettiin kuopan yläosaan tiiviin maaperän kokeissa 95 % ja löyhän maaperän kokeissa 85 % tiiviysasteeseen.

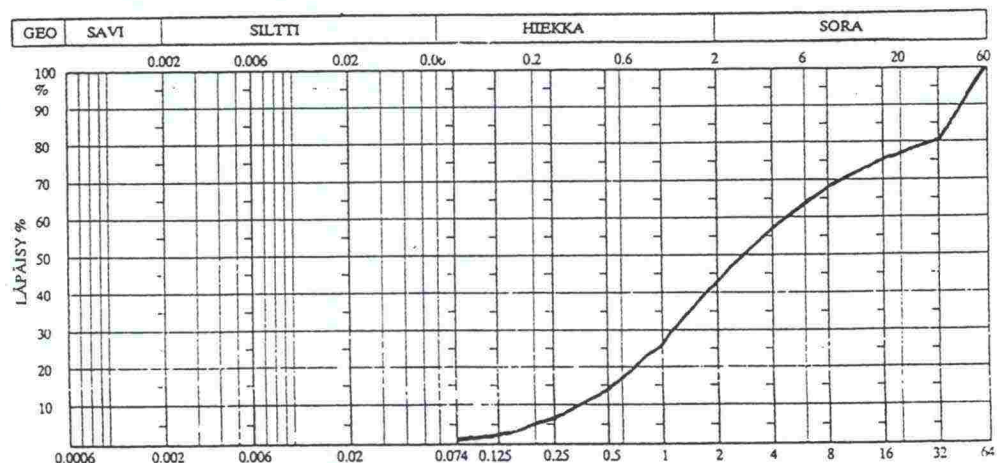
Kokeen maamateriaalina käytetty sora oli samaa kuin aiemmin Minna-Liisa Rantaniemen tasaisen maan ja Hannele Kulmalan luiskan varaan perustettujen anturoiden kantokykykokeissa /16,19/. Myös koelaitteistot pyrittiin pitämään vertailukelpoisina aiempien kokeiden kanssa.

4.2 Maamateriaali

Koekuormituksissa käytetty kitkamaalaji oli sora. Soran materiaaliarvot on määritetty aiempien kokeiden /16,19/ yhteydessä.

4.2.1 Rakeisuus

Soran rakeisuuskäyrä on esitetty kuvassa 4.1. Soran lajitepitoisuus oli 57 % soralajitetta ja 43 % hiekkalajitetta. Raekokosuhte oli $d_{60}/d_{10} = 13,3$ ja $d_{50} = 3,0$ mm.



Kuva 4.1 Soran rakeisuuskäyrä.

4.2.2 Lujuusominaisuudet

Taulukossa 4.1 on esitetty Pohjarakennusohjeiden /21/ mukaisia soran löyhän tilan kitkakulmien arvoja, sekä tiiviynen enimmäisvaikutus kitkakulmaan.

Taulukko 4.1 Soran löyhän tilan kitkakulmien arvoja, sekä tiiviynen enimmäisvaikutus kitkakulmaan /21/.

Maalaji	Kitkakulman φ ominais-arvo löyhässä tilassa		Kitkakulman lisäys löyhimmästä tiiveimpään tilaan	
	Pyöristyneet rakeet	Särmikkäät rakeet	Lajittunut maalaji	Suhteistunut maalaji
Sora	32°	35°	9°	13°

Laskelmissa käytetyt soran kitkakulman arvot on arvioitu aiempien kokeiden yhteydessä tehtyjen kolmiakselikokeiden perusteella.

Soran kitkakulman arvot eri tiiviysasteissa on esitetty taulukossa 4.2.

Taulukko 4.2 Soran kitkakulman arvot eri tiiviysasteissa /21/.

Tiiviysaste D (%)	85	95
Kitkakulma φ (°)	36	44

4.2.3 Kokoonpuristuvuusominaisuudet

Maan painumalaskelmia varten on määritettävä maalajin muodonmuutosmoduli E. Muodonmuutosmodulilla tarkoitetaan deviatorisen jännityksen lisäyksen suhdetta puristuman lisäykseen:

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \epsilon_1} = \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{\Delta \epsilon_1}$$

(80)

missä

- E
- = muodonmuutosmoduli [MN/m2]
- q
- = deviatorinen jännitys
- ε₁
- = puristuma, jossa on mukana sekä elastinen että plastinen muodonmuutos.

Moduli lasketaan siltä jännitysväliltä, mikä maapohjassa toteutuu kuormitettaessa. Koetyyppi on valittava siten, että se vastaa todellisuutta mahdollisimman hyvin.

Kitkamaalajien painuminen tapahtuu avoimessa tilassa, jolloin koetyypin on myös oltava avoin. Avoimen tilan muodonmuutosmoduli (E_d) voidaan määrittää myös levykuormituskokeella. Levykuormituskokeessa mitataan maanpinnan painumaa yleensä halkaisijaltaan $\varnothing = 300$ mm kuormituslevyn alla. Maanpinnan on oltava vaakasuora ja tasainen.

Alkutoimenpiteiden jälkeen maata kuormitetaan $3,5 \text{ kN/m}^2$ suuruisella esikuormituksella tasauserroksen tiivistämiseksi. Varsinainen kuormitus tehdään 10 kN portain välillä $0 - 60 \text{ kN}$ ja painumat havaitaan kunkin portaan kohdalla. Maksimikuorman saavuttamisen jälkeen palautetaan kuorma jälleen nolleen ja mitataan maapohjaan jääneet pysyvät painumat. Tämän jälkeen koe toistetaan käyttäen samoja kuormitusportaita ja luetaan vastaavat painumat. Mikäli kuormituksen aikana tapahtuu maapohjassa murtumista, on koe keskeytettävä ja uusittava pienemmin maksimikuormin.

Ympyränmuotoisen kuormitetun levyn keskipisteen painuma voidaan Boussinesq'in mukaan määrittää kaavalla:

$$s = k_1 (1 - \nu^2) \frac{p a}{E} \quad (81)$$

missä

s	= painuma [mm]
k_1	= kerroin, jonka arvo on $\pi/2$, mikäli levy oletetaan jäykäksi ja 2, mikäli levy oletetaan taipuisaksi
ν	= Poissonin luku
p	= kosketuspaine [kN/m^2]
a	= kuormituslevyn säde [m]
E	= muodonmuutosmoduli [MN/m^2].

Muodonmuutosmoduli E voidaan ratkaista kaavasta (81) kertoimen k_2 avulla:

$$E = k_2 \frac{p a}{s} \quad (82)$$

Kerroin k_2 riippuu Poissonin luvusta sekä siitä, onko levy jäykkä vai taipuisa. Maalajista riippuen Poissonin luku vaihtelee välillä $0,3 - 0,5$ ja

kuormituslevy oletetaan useimmiten jäykäksi. Tällöin kertoimen k_2 arvoksi saadaan n. 1,5, jota laskelmissa useimmiten käytetään.

Kokeissa käytetyt muodonmuutosmodulit on määritetty tasaisen maan koesarjan /19/ yhteydessä ympyräperustuksen ($\varnothing = 300$ mm) kuormitus - painuma -kuvaajista siten, että kuormituksen oletetaan vastaavan levykuormituskokeen ensimmäistä kuormitusvaihetta. Kuormitus - painuma -kuvaajilta on valittu mahdollisimman lineaarinen osuus ja mitattu tämän osuuden kuormitusmuutos Δp ja painumamuutos Δs . Näiden arvojen avulla on voitu laskea kunkin kokeen muodonmuutosmoduli E kaavasta (82) käyttäen kertoimelle k_2 arvoa 1,5. Tiiviyssasteiden muodonmuutosmodulien arvot koe-kuormituksista /16/ määritettynä on esitetty taulukossa 4.3.

Taulukko 4.3 Muodonmuutosmodulit ympyräperustuksen koekuormituksista määritettynä /16/.

Tavoitetiiviys (%)	E (MPa)	Mitattu tiiviys (%)
85	19,9	89,0
95	56,3	96,1

4.2.4 Tiivistävyysominaisuudet

Tasaisen maan koesarjan /16/ yhteydessä tehtiin soralla parannettu Proctor koe. Kokeella on määritetty maalajille maksimikuivatilavuuspaino ja optimivesipitoisuus. Näiden perusteella on määritetty kunkin tiiviyssasteen tilavuuspainot optimivesipitoisuudessa. Soran parannetun Proctor -kokeen tulokset ovat taulukossa 4.5.

Taulukko 4.5 Soran tiiviyssominaisuudet /16/.

γ_{dmax} [kN/m ³]	w_{opt}	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]	
		85 %	95 %
21,2	7,3	19,3	21,6

4.3 Koesarja

4.3.1 Yleistä

Koesarja käsitti 12 luiskan suuntaisesti asetetun maanvaraisen anturan koekuormitusta. Kokeet suoritettiin kolmella eri luiskan kaltevuudella (15° , 22.5° ja 30°), kahdella soran tiiviysasteella (85 % ja 95 %) ja kahdella tuentatavalla (alapäästään tuettu ja tukematon antura). Kaikissa koekuormituksissa antura kuormitettiin pystysuoran kuormitusresultantin avulla maa-aineksen murtoon asti. Kuormituksen edetessä tietokoneohjelman avulla rekisteröitiin kuormituksessa tapahtuneet muutokset, anturan kulmien painumat kohtisuoraan luiskan pintaa vasten, anturan liukuma luiskan suuntaisesti sekä anturaa ympäröivän maa-aineksen pinnassa tapahtuneet muutokset.

4.3.2 Koejärjestelyt ja yksittäinen koe

Rakennushallin koekuoppa täytettiin kokeissa käytettävällä soralla, joka tiivistettiin kerroksittain ennen kokeiden alkua syvyydellä 3,5 - 2,5 metriä kuopan pinnasta tiiviysasteeseen $D = 95$ %. Tästä 2,5 metriä ylöspäin täyttömaan ja varsinaisen luiska-osan tiiviys muutettiin löyhän maan kokeissa tiiviysasteeseen $D = 85$ %. Tiiviin maa-aineksen kokeissa täyttömaa ja luiskat tiivistettiin tiiviysasteeseen $D = 95$ %. Kuormituskokeiden välillä koekuoppa tyhjennettiin ja tasattiin noin 0,5 metriä edellisen kokeen luiskan alareunaa syvemmältä ja täytettiin uudelleen käytettävään tiiviysasteeseen.

Maa-aines tiivistettiin suorina vaakakerroksina ja jokaisella täyttökerroksella tehtiin alustavaa luiskan muotoilua siten, että tiivistyskerroksen pinta-ala pieneni ylöspäin siirryttäessä. Kerroksen pinta-alan arvioinnin helpottamiseksi oli kuopan reunaan piirretty jokaista kaltevuuskulmaa vastaava merkiviiva. Yhden tiivistyskerroksen paksuutena pyrittiin pitämään 25 cm. Jokaisen täyttökerroksen tiiviysastetta mitattiin Troxler -kosteus-tiheys -mittarilla neljällä erillisellä otoksella ja noin 1 metrin välein olevilla täyttökerroksilla myös vesivolymetrillä kahdella erillisellä otoksella kustakin kerroksesta.

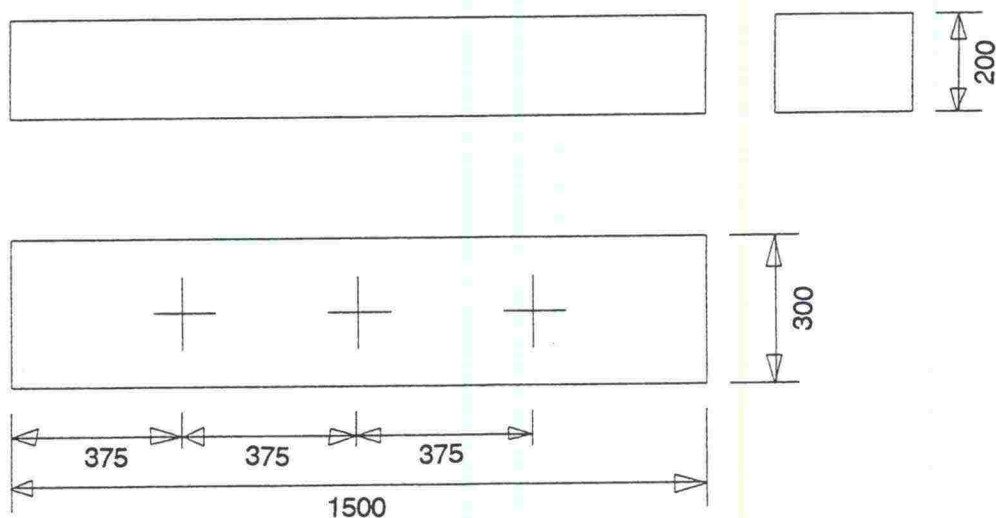
Kerrosten tiivistys tehtiin 100 kg tärylevyllä tasaisesti säännöllisin kierroksin ajaen koko tiivistettävän alueen yli. Soran tavoitetiiviydestä riippuen yhden täyttökerroksen tiivistys vaati 1 - 10 (85 % - 95 %) tärylevyn kierrosta.

Täyttökerrosten tiivistämisen jälkeen luiskan muotoiltiin ja tasattiin haluttuun kaltevuuteen. Luiskan suuntainen tiivistys tehtiin 100 kg tärylevyllä kahden työntekijän voimin. Toinen kannatteli levyä luiskassa luiskan yläpuolelta käyden avulla ja toinen ohjaili tärylevyä kädensijasta. Lopullinen luiskan pinnan tasoitus tehtiin laudan avulla.

Tuettujen kuormitustapausten yhteydessä tasatun luiskan alaosaan asennettiin tukipalkki ja siihen kiinnitetty tukivoima-anturi (kuva 4.3). Anturin ja tukipalkin väliin asetetuilla soviteosilla saatiin tuki ulottumaan niin pitkälle, että tuen varaan asetetun anturan ja luiskan yläreunan väliin jäi kokeesta riippuen 300 - 400 mm väli. Koekuormituksissa käytetyn anturan (kuva 4.2) pohja oli karhennettu liimaamalla teräspintaan kerros koekuormituksissa maa-aineksena käytettyä soraa.

Tukemattomissa tapauksissa antura nostettiin paikalleen luiskaan ja kiinnitettiin liinoilla yläreunastaan tunkkien ja siirtymäanturien asennuksen ajaksi.

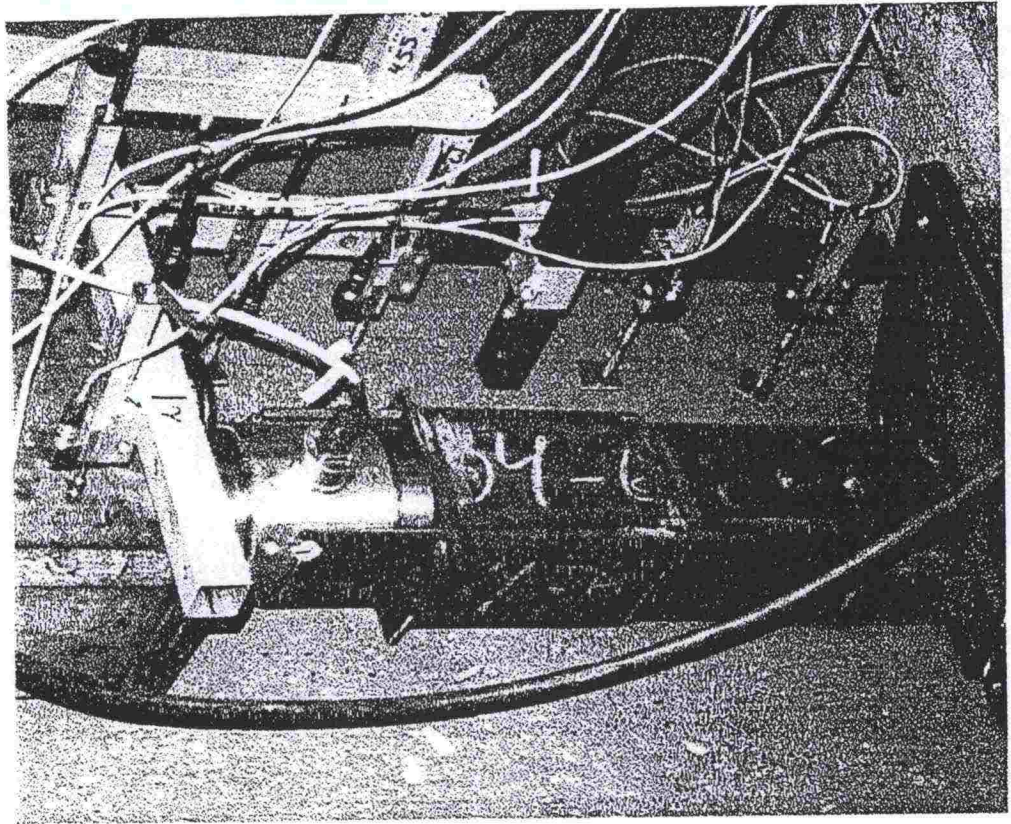
Tunkkien vastapainoina toimivat I -palkit nostettiin paikoilleen ja kiinnitettiin koekuopan kehikkoon. Tiiviin maa-aineksen tuetuissa tapauksissa käytettiin kahta vastapaino-palkkia ja kolmea kuormitustunkkia. Muissa tapauksissa käytettiin kahta tunkkia ja yhtä palkkia.



Kuva 4.2 Koekuormituksissa käytetyn anturan dimensiot ja kuormitustunkkien sijainti.

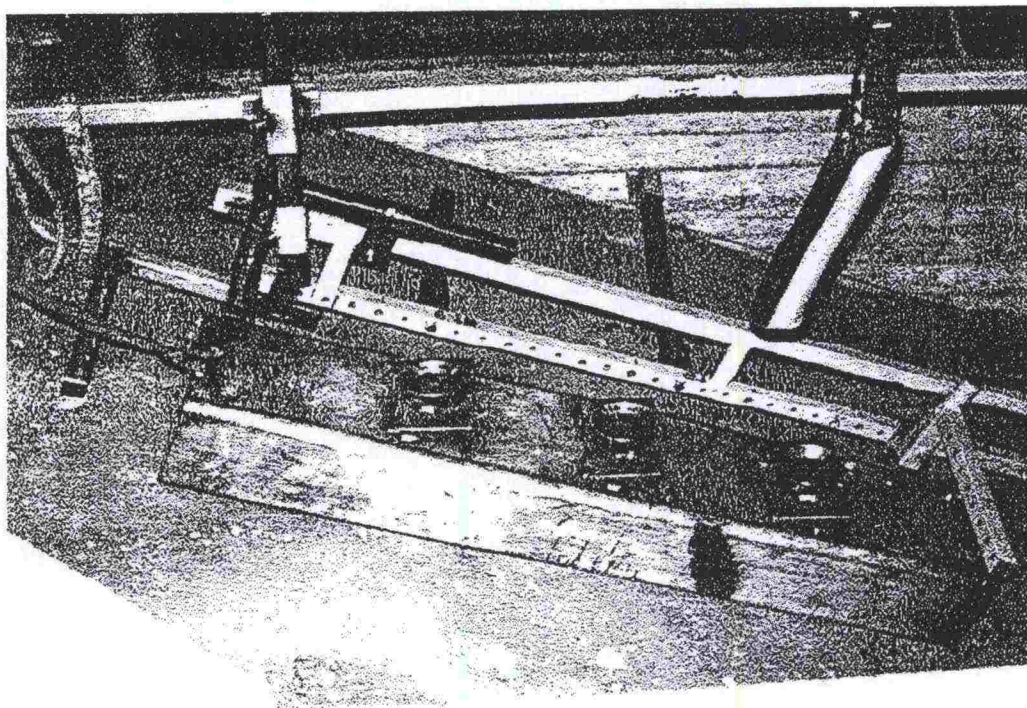
Anturan siirtymiä ja maanpinnan liikkeitä mittaavia siirtymäantureita varten rakennettu tukikehikko (kuva 4.4) kiinnitettiin koekuopan reunoihin ja laitoihin. Tukikehikon aisat olivat täysin erillisiä kuormituslaitteestoon nähden, eivätkä anturan, maanpinnan tai kuormituspalkiston liikkeet vaikuttaneet anturien kiinnitysasemiin.

Tukipalkkien ja siirtymäanturien tukien kiinnityksen jälkeen asennettiin anturaa kuormittavat hydrauliset tunkit. Yksittäisen tunkin kapasiteetti oli noin 460 kN ja iskunpituus 150 mm. Tunkkien ja vastapainopalkkien väliin asetettiin kokeesta riippuen vaihteleva määrä soviteosia, jotta käytettyjen tunkkien puristusvoima saataisiin hyödynnettyä tasaisesti (kuva 4.5).

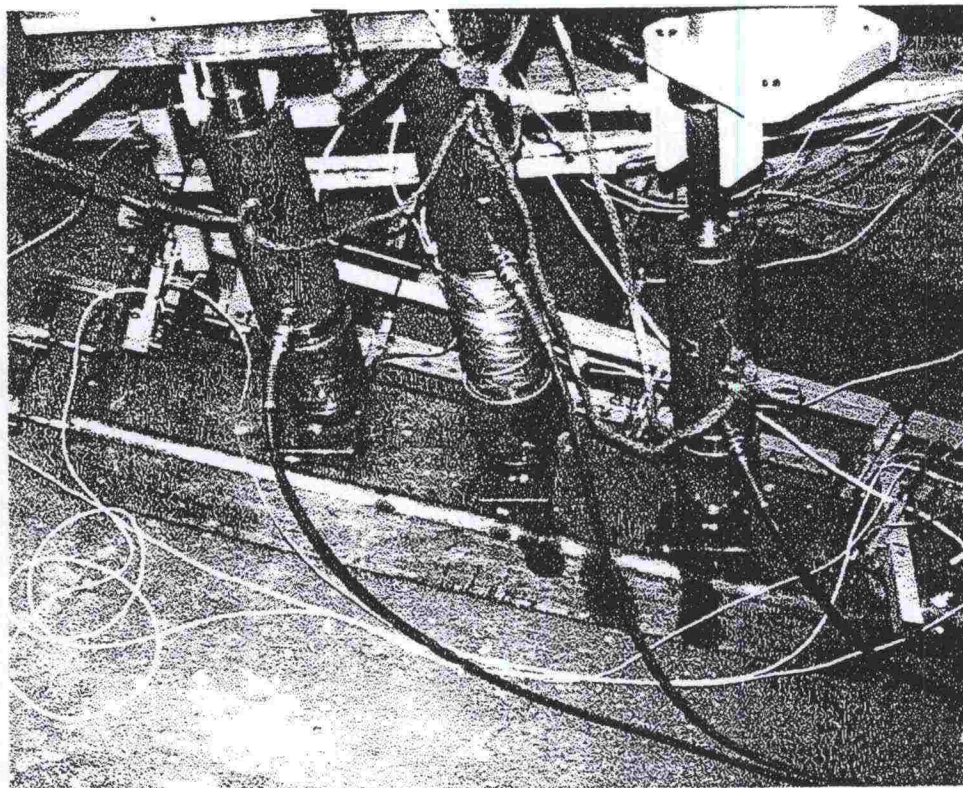


Kuva 4.3 Tuetun kuormitustapauksen tukipalkki ja tukivoima-anturi (koe Sr95B0KLT).

Kuormittavan tunkin kiinnitys sekä anturaan että vastapainopalkkeihin oli nivelellinen, mikä saatiin aikaan kuperilla soviteosilla ja holkkilevyillä. Nivelellisyydestä johtuen tunkit oli kiinnitettävä löysällä köydellä tai liinalla kuopan yläpuoliseen kehikkoon tai nosturikoukkuun, jotta anturan kantokyvyn pettäessä tai kuorman poistamisen yhteydessä tunkit eivät putoaisi paikoiltaan. Kiinnityksissä pidettiin huolta siitä, että ne eivät vaikuttaneet tunkkien toimintaan ja liikkeisiin kuormituksen kestäessä. Tunkkien sijainti anturan suhteen on esitetty kuvassa 4.2. Jokaisen tunkin ja anturan väliin asennettiin voima-anturi (kuva 4.5). Näiden kuormitusanturien samoin kuin tuetuissa tapauksissa saman kaltaisen tukivoima-anturin sisällä olevat venymäliuskat mittasivat puristuksesta syntyvää jännityseroa, joka laskennallisesti voitiin muuttaa voimaksi [kN]. Ennen kokeiden alkua kaikki käytetyt anturit kalibroitiin voimaohjatun tunkin ja aiemmin kalibroidun voima-anturin avulla ja niille määrättiin voimakertoimet saaduista voima-jännite -kuvaajista. Jännityseron muuttaminen voimaksi tapahtui rekisteröintiohjelmassa.



Kuva 4.4 Siirtymäantureiden tukikehikko ja koekuormituksissa käytetty antura tukemattomassa kuormitustapauksessa (koe Sr85B0LL).

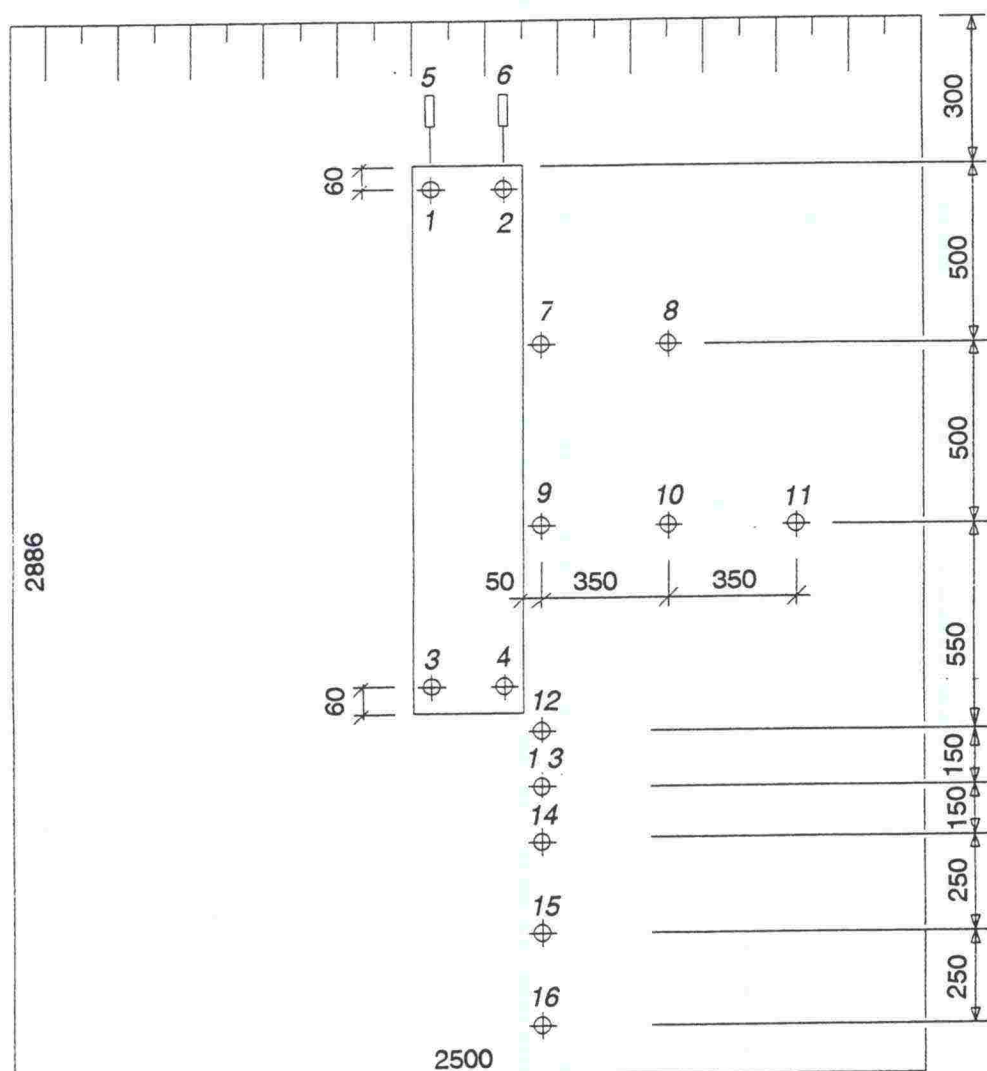


Kuva 4.5 Tunkkien asennus soviteosilla vastapainopalkkien ja anturan väliin (koe Sr95B0KLT).

Luiskan pinnan ja anturan käyttäytymistä ja liikkeitä seurattiin 16 siirtymäanturin avulla, joilla voitiin mitata siirtymiä noin 130 mm saakka. Anturan ylä- ja alapäähän asennettiin kaksi anturia (1 - 4) mittaamaan anturan päiden kohdistuoraan luiskan pintaa vasten tapahtuvaa painumaa. Anturan yläpäähän asennettiin lisäksi kaksi anturia (5 ja 6) mittaamaan anturan luiskan suuntaista liukumaa ja mahdollista sivusuuntaista kiertymää. Maanpinnan korkeusmuutoksia mittaamaan asennettiin 10 anturia *kuva 4.5* osoittamiin kohtiin (kokeissa luiskankaltevuudella 30°). Luiskan kaltevuuden vaihdellessa maa-anturien keskinäiset asemat pysyivät muuttumattomina, sen sijaan anturan asemasta ja luiskan lyhentymisestä johtuen anturan ja maa-anturien välinen asema vaihteli siten, että 30° kokeissa anturin nro 7 (*kuva 4.6*) asema anturan yläpäästä mitattuna oli 500 mm ja 15° kokeissa 350 mm. Anturan painumia ja liukumaa mittaavien anturien sijainnit anturaan nähden pysyivät kaikissa kokeissa muuttumattomina. Painuma-anturien kärkein alle asetettiin pienet alumiinilevyt estämään antureiden painumista maahan.

Voima- ja siirtymäanturit liitettiin rekisteröintilaitteistoon (*kuva 4.7*). Antureista tuleva jännite johdettiin anturivahvistimen läpi HP:n tiedonkeruulaitteeseen eli loggeriin. Laitte luki antureiden jännitteitä keskeytymättä silmukassa pienimmästä kanavasta suurimpaan. Kullekin anturille oli varattu oma kanavansa, siirtymäantureille kanavat 0 - 15 ja voima-antureille kanavat 20 - 23. Lisäksi loggeri luki käyttämänsä syöttöjännitteen arvon kanavasta 30. Luetut jännitteet siirrettiin tietokoneeseen rekisteröintiohjelman muokattavaksi.

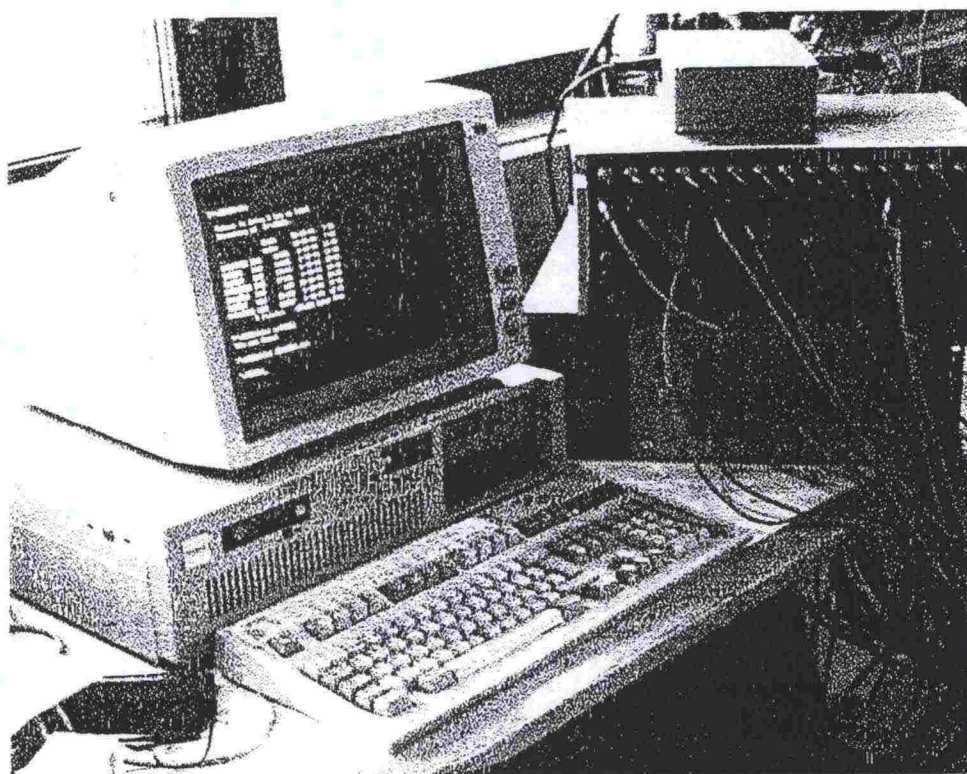
Lopuksi tunkit kiinnitettiin hydraulipumppuun ja koekuormitus aloitettiin ennalta sovitun kuormitusasteikon mukaisesti. Kuormitusasteikko oli viisiporainen ja sen arvoina käytettiin 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 ja $1.0 \times$ oletetun murtokuorman arvoa. Tuettujen kuormitustapausten yhteydessä murtokuorman oletusarvona käytettiin Rantaniemen /19/ kuormituskokeissa saatuja murtokuormia tasaisen maan perustukselle samalla tiiviysasteella. Tukemattomien kuormitustapausten yhteydessä murtokuorman oletusarvona käytettiin Kulmalan /16/ kuormituskokeissa luiskan varaisesti perustettujen anturoiden murtokuormia samoilla tiiviysasteilla ja luiskan kaltevuuksilla. Kuormitusta jatkettiin, kunnes maapohjan murtuminen tai anturan luiskansuuntainen liukuma esti kuormituksen lisäämisen.



Kuva 4.6 Anturan ja siirtymäanturien sijainnit kokeessa Sr95B0JL.
Kuva 30 asteen luiskan tasossa.

Rekisteröintiohjelmana käytettiin tasaisen maan koesarjan /19/ yhteydessä kirjoitetun BASIC -kielisen ohjelman muunnosta. Koska loggerilta luettavien voima-jännitearvojen lukumäärä vaihteli eri tuentatapauksissa, jouduttiin ohjelmasta tekemään kaikkiaan kolme erilaista versiota (2 kuormitusanturia, 2 kuormitusanturia + tukivoima-anturi, 3 kuormitusanturia + tukivoima-anturi). Ohjelmien aluksi syötettiin lähtötietoina kuormitustapauksen tunnus, perustuksen pohjapinta-ala ja luiskan pintaan laitteistosta ennen kuormitusta aiheutuva kuormitus (tunkkien sekä niiden alapuolisen koelaitteiston paino yhdessä anturan painon kanssa). Tämän jälkeen loggerin yhden silmukan aikana lukemat jännitearvot rekisteröityivät siirtymäanturien ja voima-anturien kalibrointi-arvoilla kerrottuna nolla-arvoiksi ohjelman muistiin ja varsinainen koekuormitus voitiin alkaa. Kuormituksen kestäessä luetut uudet silmukan jännitearvot muutettiin kalibrointi-arvojen avulla siirtymiksi ja voimiksi, joita verrattiin nolla-arvoihin. Arvojen erotuksista saatiin tapahtuneet voimien ja siirtymien muutokset, jotka myös näkyivät tietokoneen näytöllä. Mikäli jonkin anturin kirjaama siirtymän muutos edellisen silmukan arvoon verrattuna ylitti ylä- tai alaraja-arvon $+ 0.2 \dots - 0.5 \text{ mm}$, tallensi rekisteröintioh-

jelma koko silmukkakierroksen aikana lukemansa arvot tulostiedostoon ja ilmoitti näytössä tehneensä 'siirtymätalletuksen'. Mikäli siirtymäkriteeri ei toteutunut 60 sekunnin kuluessa kokeen alusta tai edellisestä tallennuksesta, rekisteröintiohjelma tallensi seuraavan luetun silmukan arvot tulostiedostoon aikatalletuksena. Jokaisesta tulostiedoston talletustapahtumasta oli luettavissa yksittäisten voima-anturien lukemat [kN], kuormittavien voima-anturien yhteenlaskettu resultantti [kN], kuormitusresultantin ja anturan pohjapinta-alan avulla laskettu pohjapaine [kN/m²], siirtymäanturien lukemat [mm] ja talletustapahtuman ajankohta kokeen alusta laskettuna [s].



Kuva 4.7 Rekisteröintilaitteisto.

Ohjelma voitiin keskeyttää missä vaiheessa tahansa näppäimellä 'F1' ja varmistamalla lopetus 'kyllä' kuittauksella.

4.3.3 Maapohjan tiiviystarkkailu /18,27/

Kokeissa käytetyn soran tiiviystarkkailussa käytettiin pääasiassa Troxler -kosteus-tiivys -mittaria sekä vesivolymetria. Troxler -kokeita tehtiin jokaisen tiivistyskerroksen yhteydessä eli noin 25 cm välein. Tiiviiden mittaus Troxler -mittarilla perustuu radioaktiivisen Cesium-137 lähteen säteilyn vaimenemiseen materiaalissa. Laitteen pohjassa sijaitsevat anturit tunnistavat gamma-säteilyn, jonka koneen mikroprosessori muuntaa kerroksen tiheyslukemaksi.

Vesivolymetrilla mitattiin maa-aineksen tiivyyttä noin 1 metrin välimatkoin olevista tiivistyskerroksista. Vesivolymetrilla tiiviyden määrittäminen tapahtuu kaivamalla maa-ainesta näytekuopasta kuopallinen ja mittamalla tämän massa sekä kaivetun kuopan tilavuus. Volymetrin sylinterin asteikon lukemista saadaan kuopan kaivun yhteydessä kuopan tilavuus. Maakerroksen irtotiheys saadaan kuopasta kaivetun maa-aineksen massan ja volymetrilla saadun kuopan tilavuuden osamääränä. Kuivatun näytteen avulla voidaan laskea maan kuivatilavuuspaino ja tämän perusteella määrittää tiiviysprosentti kun Proctor -tiiviys tunnetaan.

Taulukossa 4.6 on esitetty luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden koe-kuormitusten yhteydessä Troxler -kosteus-tiiviys -mittarilla ja vesivolymetrilla mitatut maapohjan tiiviydet koekohtaisina keskiarvoina. Lisäksi taulukkoon on merkitty kunkin kokeen yhteydessä mitattujen Troxler - ja vesivolymetri-arvojen keskihajonnat.

Taulukko 4.6 Kuormituskokeista mitatut maapohjan tiiviysasteet.

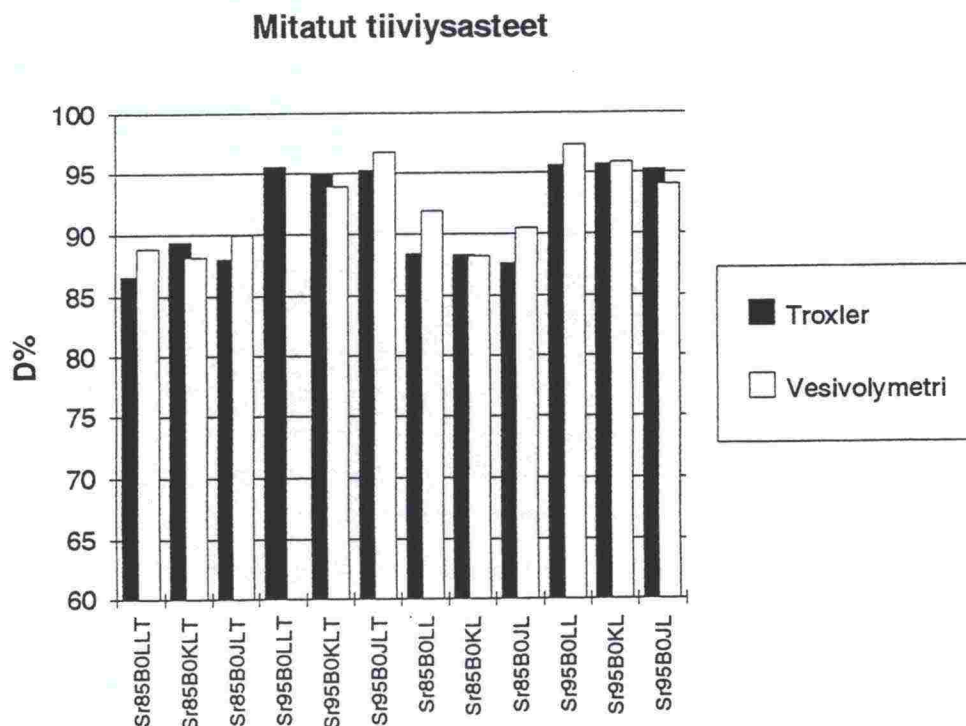
Koe	Troxler		Vesivolymetri	
	ka (D%)	kh	ka (D%)	kh
Sr85B0LLT	86.6	1.36	88.9	4.48
Sr85B0KLT	89.4	1.23	88.1	3.54
Sr85B0JLT	88.0	1.30	89.0	3.37
Sr85B0LL	88.4	2.74	91.9	2.72
Sr85B0KL	88.3	1.84	88.2	2.61
Sr85B0JL	87.6	1.07	90.5	1.69
Sr95B0LLT	95.5	1.24	-	-
Sr95B0KLT	95.0	0.70	93.9	1.24
Sr95B0JLT	95.2	1.35	96.7	2.95
Sr95B0LL	95.6	0.76	97.3	2.19
Sr95B0KL	95.0	1.18	96.9	2.05
SR95B0JL	95.2	1.59	94.0	2.58

Volymetrikokeiden tulosten suuri hajonta johtuu koekuoppiin osuneista kivistä. Yleinen näytekuopan tilavuus oli noin 1,5 litraa ja mikäli tähän määrään sisältyi paljon kiviä, nosti se automaattisesti tilavuuspainoa ja sen myötä tiiviysastetta. Kokeen Sr95B0LLT osalta kaikki volymetrikokeiden arvot nousivat yli 100 %:n, joten volymetriarvot päätettiin hylätä ja luottaa Troxler -kokeiden tiiviysarvoihin.

Troxler -kokeissa mittausreiän lyönnin yhteydessä tielle osuneet kivet jättivät reikään ilmaonkaloita, jotka laite oletti huokostilavuudeksi. Tämä laski mitattujen tiiviysasteiden arvoja. Lisäksi Troxler -laitteen mittaustavasta johtuen (säteilyn vaimeneminen maakerroksessa) koekuopan seinistä ai-

heutuvat heijastukset vaikuttivat mitattuihin tiiviysarvoihin ja kokeiden keskihajontoihin.

Kuvassa 4.8 on esitetty koekuormituksista mitatut maapohjan tiiviysasteet.



Kuva 4.8 Koekuormituksista mitatut maapohjan tiiviysasteet.

4.3.4 Maapohjan vesipitoisuuden tarkkailu /18,27/

Maapohjan vesipitoisuutta tarkkailtiin Troxler -kosteus - tiheys -mittarilla tiivyskokeiden yhteydessä ja vesivolymetrikokeissa otetuista maanäytteistä.

Troxler -mittarilla kosteusarvot saatiin Americium-241 lähteestä lähteneiden hidastuneiden neutronien määrästä. Mittaustapana käytettiin suoraa säteitysmittausta /27/.

Vesivolymetrinäytteiden vesipitoisuus laskettiin vähentämällä kostean näytteen painosta kuivatun näytteen paino ja jakamalla erotus kuivatun näytteen painolla.

Taulukossa 4.9 on esitetty Troxler -mittarilla saadut ja vesivolymetrikokeiden maanäytteistä lasketut maapohjan vesipitoisuudet koekohtaisina keskiarvoina. Lisäksi on laskettu kunkin koekuormituksen yhteydessä saatujen

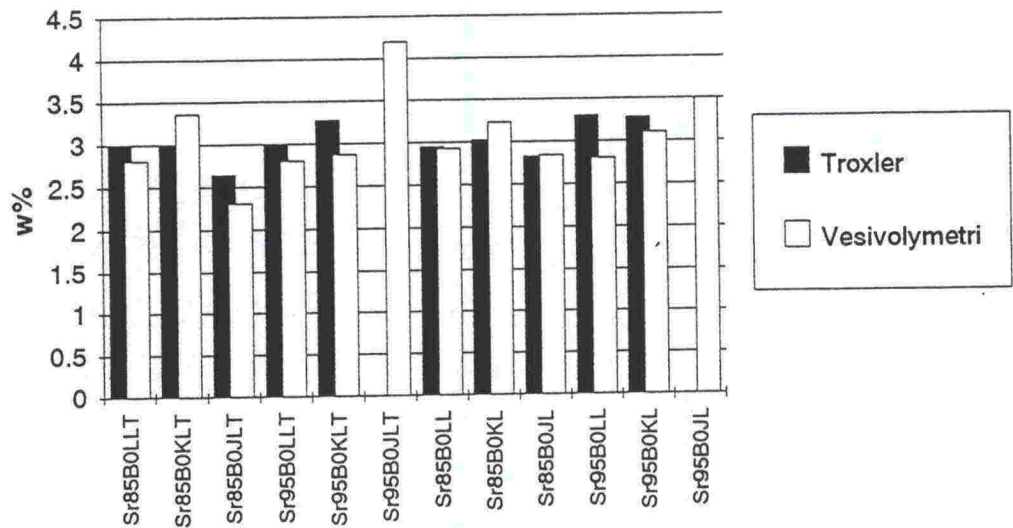
tulosten keskihajonnat. Kuvassa 4.10 on esitetty kuormituskokeista mitatut vesipitoisuudet.

Taulukko 4.9 Koekuormituksista saadut maapohjan vesipitoisuudet.

Koe	Troxler		Vesivolymetri	
	Ka (w%)	Kh	Ka (w%)	Kh
Sr85B0LLT	3.00	0.27	2.81	0.37
Sr85B0KLT	2.99	0.38	3.36	0.63
Sr85B0JLT	2.64	0.32	2.31	0.52
Sr85B0LL	2.95	0.96	2.92	0.96
Sr85B0KL	3.02	0.39	3.23	0.51
Sr85B0JL	2.82	0.26	2.84	0.19
Sr95B0LLT	3.00	0.25	2.80	0.48
Sr95B0KLT	3.68	0.56	2.87	0.08
Sr95B0JLT	-	-	4.20	1.50
Sr95B0LL	3.30	0.16	2.80	0.32
Sr95B0KL	3.28	0.63	3.10	1.01
Sr95B0JL	-	-	3.50	0.31

Vesipitoisuutta ei kokeiden Sr95B0JLT ja SR95B0JL osalta mitattu lainkaan Troxler -mittarilla.

Mitatut vesipitoisuudet



Kuva 4.10 Koekuormituksissa mitatut maapohjan vesipitoisuudet.

Kokeessa Sr95B0JLT muutamasta vesivolymetryrikokeesta mitattu epäta-
vallisen korkea vesipitoisuuden arvo nosti esitetyn keskiarvoluvun muita
korkeammaksi.

4.4 Kuormituskokeiden tulokset

4.4.1 Yleistä

Koekuormituksista saadut tulostiedostot käsiteltiin Exel -taulukkolaskenta-ohjelmalla. Samaista ohjelmaa käytettiin raja- ja murtokuormitusta määrittäessä tarvittavien kuormitus - painuma -kuvaajien piirtämiseen, sekä myöhemmin tulosten yhteydessä esitettävien vertailupylväikköjen ja kuvaajien luomiseen.

Koekuormitusten tulokset yksittäisten kokeiden osalta on kerätty *liitteeseen 1*, jossa on esitetty anturoiden kuormitus - painuma -kuvaajat, kuvaajilta määritetyt murto- ja rajakuormat sekä sen pohjapaineen arvo, jolla ensimmäinen selvä halkeama luiskán pinnassa havaittiin. Kuvaajissa painumina ovat kohtisuoraan luiskán pintaa vasten tapahtuneet anturan painumat. Lisäksi *liitteessä 1* on esitetty yksittäisistä kokeista mitattujen tiiviysasteiden ja vesipitoisuuksien keskiarvot ja keskihajonnat Troxler -mittalaitteella ja vesivolymetrillä mitattuina. Tukemattomien kuormitustapausten yhteydessä on esitetty kuvaajat anturan luiskansuuntaisesta liukumasta kuormitusresultantin kasvaessa. Tuettujen kuormitustapausten yhteydessä on esitetty kuvaajat mitatun tukivoiman suhteesta kuormitusresultanttiin kuormituksen kuluessa.

4.4.2 Kokeiden nimeäminen

Kokeiden nimeäminen perustui aiempien anturan kantokyvykokeiden /16,19/ yhteydessä kehitettyyn koodiin. Kokeen nimessä on ilmoitettu käytetty maa-aines, tiiviysaste, anturan muoto, perustussyvyys, anturan sijainti ja luiskán kaltevuus seuraavan esimerkin mukaisesti:

Koe Sr95B0JLT

Sr	= maa-aines: sora
95	= tiiviysaste: $95 \Rightarrow D = 95 \%$ $90 \Rightarrow D = 90 \%$ $85 \Rightarrow D = 85 \%$
B	= perustuksen muoto: leveys = 300 mm pituus = 1500 mm
0	= perustussyvyys: $D = 0 \text{ m}$
J	= luiskán kaltevuus: $J = 30^\circ$ $K = 22.5^\circ$ $L = 15^\circ$
L	= luiskán suuntaisesti asetettu antura
T	= alapäästään tuettu kuormitustapaus.

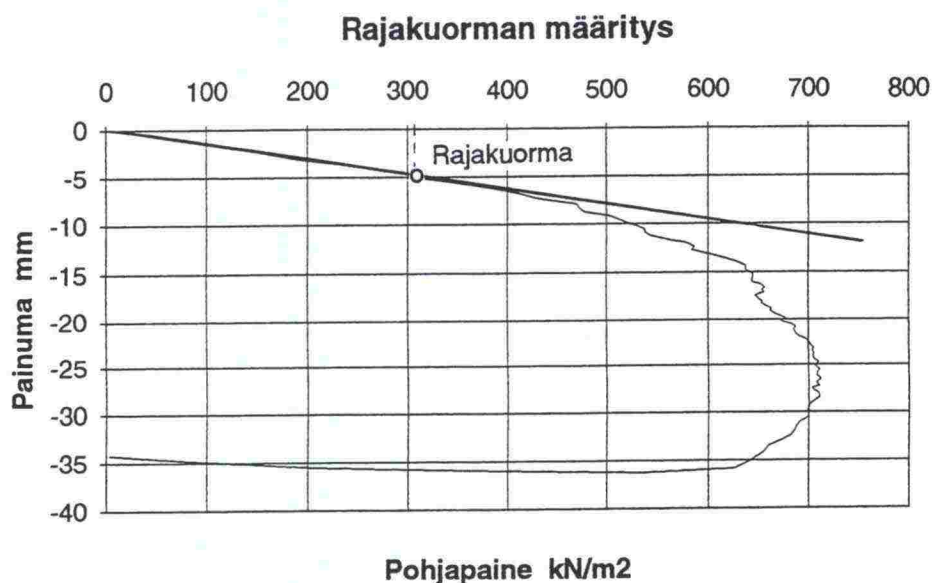
Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden koetulosten vertailuarvoina käytettiin aiemmista tukitelaineiden perustusten kuormituskokeista saatuja tuloksia. Minna-Liisa Rantaniemen tasaisen maanpinnan kokeiden /19/ tuloksista on käytetty perustussyvyydellä $D = 0$ kuormitettuja anturatyypillä B tehtyjä kokeita (Sr85B0, Sr90B0 ja Sr95B0). Hannele Kulmalan luiskan varaisesti sijoitettujen perustusten kokeiden /16/ tuloksista on käytetty perustussyvyydellä $D = 0$ kuormitettuja anturatyypillä B tehtyjä kokeita kolmella eri luiskankaltevuudella (Sr85B0L, Sr85B0K, Sr85B0J, Sr95B0L, Sr95B0K, Sr95B0J). Kokeiden nimeämisessä käytetty koodi vastaa luiskan suuntaisesti asetettujen kokeiden koodia.

4.4.3 Rajakuorman määrittäminen

Rajakuormalla tarkoitetaan sitä maapohjaan kohdistuvaa kuormituksen arvoa, jolla voidaan olettaa plastisoitumisen alkaneen tapahtua anturan viereisessä maassa. Luiskaan asetettujen anturoiden koekuormitusten yhteydessä rajakuormaa pyrittiin määrittämään sekä kuormitus - painuma -kuvaajien, että anturan viereisen maanpinnan muodonmuutosten avulla. Kuormituksella tarkoitetaan kuormitusresultantin ja anturan vaakaleikkauksen pohjapinta-alan avulla laskettua pystysuoraa pohjapainetta [kN/m^2]. Kuvaajien ylä- ja alapään painumakäyrät on saatu suurimman painuman arvon kokeen lopussa antavilta antureilta. Kuvaajissa painumat ja mitatut maan pinnan muodonmuutokset ovat kohtisuoria muutoksia luiskan pintaa vasten [mm].

Maapohjan plastisoituessa anturan painumien oletettiin käyttäytyvän elasto-plastisen jännitys-muodonmuutos -käyrän mukaisesti, jolloin rajakuormaa kuormitus - painuma -kuvaajilta määritettäessä haettiin sitä pohjapaineen arvoa, jolla painumat alkavat kasvaa selvästi kokeen alussa havaittavaa lineaarista kasvukäyrää nopeammin (kuva 4.11). Painuman ylittäessä lineaarisen kasvun voitiin olettaa maapohjan alkaneen osittain plastisoitua.

Kuormitettua anturaa kantavan maan alkaessa plastisoitua maapohjassa tapahtuvat tilavuuden muutokset voidaan havaita anturan viereisen maanpinnan nousuna. Maanpinnan muodonmuutoksista saatu rajakuorma on se pohjapaineen arvo, jolla maa-anturin nro 10 (kuva 4.6) osoittama maanpinnan nousu on suurempi tai yhtä suuri kuin 0.1 mm. Koska maan plastisoituminen maan pinnalla perustetun anturan reunalla alkaa välittömästi kuormituksen alettua, maanpinnan muodonmuutoksista mitattava rajakuorman arvo riippuu siitä, kuinka kaukana anturan reunasta muodonmuutoksia mitataan. Kun käytetty anturi nro 10 oli melko kaukana anturan sivulla (350 mm), sen lukemiin eivät vaikuttaneet alaspäin liukuvan anturan mukanaan painamat pintamaat.



Kuva 4.11 Rajakuorman määrittäminen kuormitus - painuma -kuvaajilta.

Rajakuorman määrittäminen silmämääräisesti kuvaajien avulla jättää tilaa tulkinnoille ja saatu arvo riippuu suuresti tarkastelijasta. Rajakuorman tulkinnanvaraisuus jättää rajakuorman virhemarginaaliksi noin 50 kN/m² kumpain suuntaan tulosten yhteydessä annetusta arvosta.

Maa-anturilta luetun rajakuorman arvo lienee ylälikiarvo käytetyn anturin sijainnin takia. Lisäksi anturin nro 10 sijainti anturan sivulla ei pysynyt vakiona, vaan sen asema muuttui luiskan kaltevuuden mukana siten, että se oli loivempien luiskien kokeilla 30°:een luiskaa ylempänä. Toisaalta sekä kuvaajilta että maa-antureilta luetut rajakuormien arvot vastaavat melko hyvin toisiaan suurimmassa osassa kokeita.

4.4.4 Murtokuorman määrittäminen

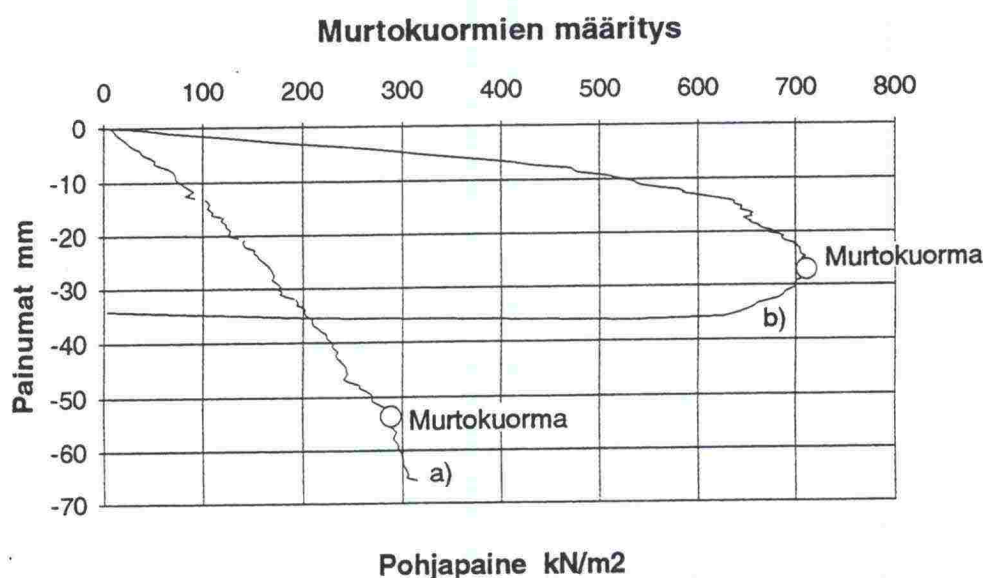
Murtokuormalla tarkoitetaan anturan pohjapaineen arvoa maapohjan murtuessa. Murtokuormat määritettiin kuormitus - painuma -kuvaajilta ja kokeen yhteydessä anturan käyttäytymisestä.

Kokeessa käytetystä soran tiiviysasteesta riippuen kuormitus - painuma -kuvaajien tyyppi vaihteli löyhän tiiviysasteen 'sitkeästä' painuman kasvusta maapohjan tiivistyessä tiiviin tiiviysasteen selväpiirteisiin murtokuvioihin maapohjan kantokyvyn pettäessä kokeen lopussa (kuva 4.12).

Löyhän tiiviysasteen ($D = 85\%$) murtokuorman arvo määritettiin silmämääräisesti rajakuorman jälkeisestä seuraavasta selvästä taitekohdasta painumakuvaajissa (kuva 4.12). Rajakuormien arvojen tavoin löyhän tiiviysasteen

murtokuormien arvot ovat tulkinnan varaisia ja niiden virhemarginaali on noin 50 kN/m^2 määritetystä arvosta kumpaankin suuntaan.

Tiiviin tiiviysasteen ($D = 95 \%$) murtokuorma määritettiin karkeasti jo kokeiden kestäessä anturan käyttäytymisestä. Murtokuorman arvolla maapohja anturan alla petti selvästi ja painumat kasvoivat nopeasti vaikka kuormaa ei enää lisättykään. Murtokuorman tarkka arvo määritettiin kuormitus - painuma -kuvaajalta, josta sen määrittäminen oli helppoa kuvion selvän kuormitushuipun takia (kuva 4.12).



Kuva 4.12 Kuormitus - painuma -kuvaajien tyypit:
 a) löyhä tiiviysaste ($D = 85 \%$),
 b) tiivis ($D = 95 \%$).

4.4.5 Koekuormitusten tulokset

Taulukossa 4.10 on esitetty luiskansuuntaisesti asetettujen tukemattomien anturoiden koekuormituksista määritetyt murto- ja rajakuormien arvot, sekä sen pohjapaineen arvo, jolla ensimmäinen selvä halkeama luiskin pinnassa havaittiin. Vertailuarvoina on esitetty Kulmalan luiskin varaan sijoitettujen anturoiden kuormituskokeiden /16/ tulokset samalla anturatyypillä, samoilla tiiviysasteilla ja luiskankaltevuuksilla (Sr85B0L, Sr85B0K, Sr85B0J, Sr95B0L, Sr95B0K, Sr95B0J).

Taulukko 4.10 Tukemattomien kuormituskokeiden murto-, raja- ja halkeamakuormat.

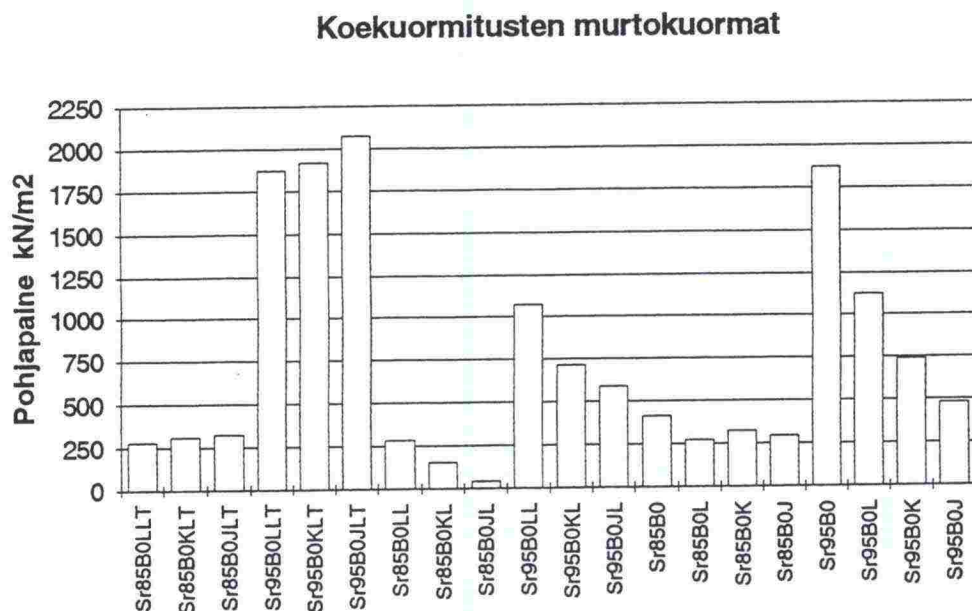
Koe	Murtokuorma [kN/m ²]	Rajakuorma kuvaajalla [kN/m ²]	Rajakuorma anturilla [kN/m ²]	Halkeama- kuorma [kN/m ²]
Sr85B0LL	284	61	94	270
Sr85B0KL	154	48	49	118
Sr85B0JL	40	-	-	-
Sr95B0LL	1073	276	169	1061
Sr95B0KL	712	287	263	524
Sr95B0JL	589	248	204	589
Sr85B0L	272	135	125	250
Sr85B0K	326	165	189	250
Sr85B0J	297	140	128	297
Sr95B0L	1125	590	587	1125
Sr95B0K	737	350	309	730
Sr95B0J	483	280	234	440

Taulukossa 4.11 on esitetty luiskansuuntaisesti asetettujen tuettujen anturoiden koekuormitusten tuloksista määritetyt murto-, raja- ja halkeamakuormat. Rajakuormat on esitetty sekä kuvaajilta, että maa-antureilta luettuna. Verailuarvoina on esitetty Rantaniemen tasaiselle maalle perustettujen anturoiden koekuormitusten /19/ tulokset samalla anturatyypillä ja samoilla tiivysasteilla (Sr85B0 ja Sr95B0).

Taulukko 4.11 Tuettujen kuormitustapausten murto-, raja- ja halkeamakuormat.

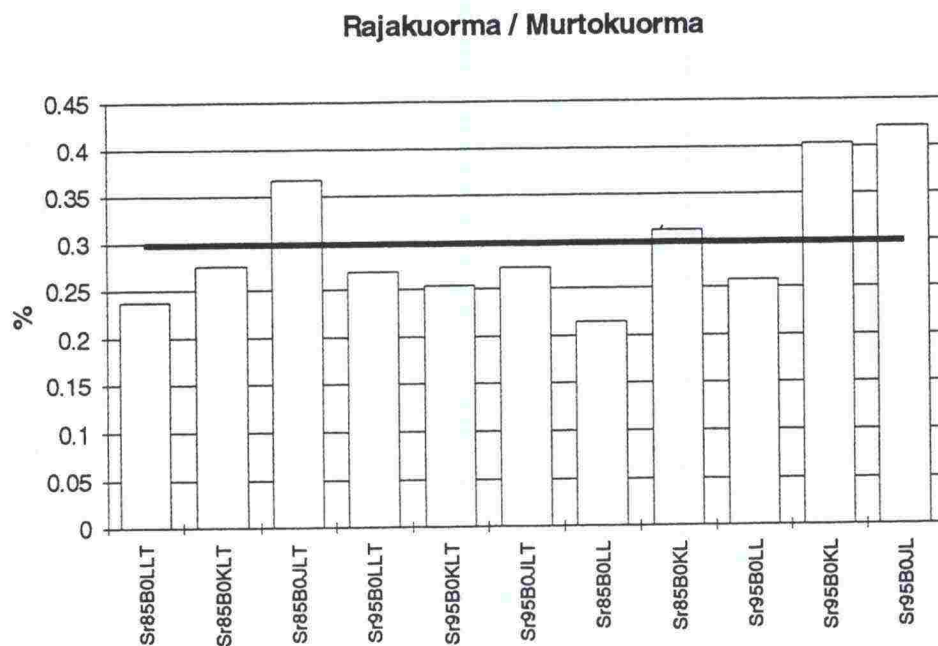
Koe	Murtokuorma [kN/m ²]	Rajakuorma kuvaajalla [kN/m ²]	Rajakuorma anturilla [kN/m ²]	Halkeama- kuorma [kN/m ²]
Sr85B0LLT	282	67	51	232
Sr85B0KLT	312	86	99	238
Sr85B0JLT	327	120	187	327
Sr95B0LLT	1870	502	174	1720
Sr95B0KLT	1916	485	427	1809
Sr95B0JLT	2074	566	604	1667
Sr85B0	415	-	61	266
Sr95B0	1870	-	280	1422

Kuvassa 4.13 on esitetty kuormituskokeista määritettyjen murtokuormien arvot pylväsdiagrammina.



Kuva 4.13 Koekuormituksista määritetyt murtokuormat.

Kuvassa 4.14 on esitetty kuormitus - painuma -kuvaajilta määritettyjen raja-kuormien suhde murtokuormiin. Lisäksi kuvaan on merkitty suhteiden laskennallinen keskiarvo (≈ 0.3).



Kuva 4.14 Kuormitus - painuma -kuvaajilta määritettyjen rajakuormien suhde murtokuormiin.

4.4.6 Painumatarkastelut

Koekuormitusten painumina kokeiden analysoinnin yhteydessä tarkasteltiin rajakuormien ja murtokuormien arvoilla tapahtuneita anturan pystysuoria painumia. Lisäksi määritettiin painumat pohjapaineen arvolla $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma.

Taulukossa 4.12 on esitetty kuormituskokeista määritetyt raja- ja murtokuormat, rajakuormia vastaavat maksimipainumat (s_R), pohjapaineen arvoja $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma vastaavat maksimipainumat ($s_{\frac{1}{2}M}$) sekä murtokuormia vastaavat maksimipainumat (s_M).

Rajakuormien arvoilla mitattuja painumia verrattiin muodonmuutosmodulin E (luku 4.2.3) avulla laskettuihin painumien teoreettisiin arvoihin. Painuman teoreettinen arvo rajakuorman pohjapaineen arvolla saatiin kaavasta:

$$s = \frac{i_s \cdot q \cdot B}{E_d} \cdot c_T \quad (83)$$

missä

- s = perustuksen painuma
- i_s = perustuksen muotokerroin ($i_s \approx 1.57$)
- q = pohjapaine [kN/m^2]
- B = perustuksen leveys [m]
- E_d = maapohjan muodonmuutosmoduli [MN/m^2]
- c_T = kerroin kokoonpuristuvan kerroksen paksuudelle ($c_T \approx 1$).

Taulukko 4.12 Rajakuormia, pohjapaineen arvoja $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma sekä murtokuormia vastaavat maksimipainumat.

Koe	Rajakuorma [kN/m^2]	Murtokuorma [kN/m^2]	s_R [mm]	$s_{\frac{1}{2}M}$ [mm]	s_M [mm]
Sr85B0LL	61	284	2	7	30
Sr85B0KL	48	154	3	11	48
Sr85B0JL	-	40	-	3	9
Sr95B0LL	276	1073	5	9	45
Sr95B0KL	287	712	4	6	29
SR95B0JL	248	589	7	8	18
Sr85B0LLT	67	282	7	22	54
Sr85B0KLT	86	312	8	22	70
Sr85B0JLT	120	327	1	3	30
Sr95B0LLT	502	1870	7	17	64
Sr95B0KLT	485	1916	5	12	64
Sr95B0JLT	566	2074	12	23	77

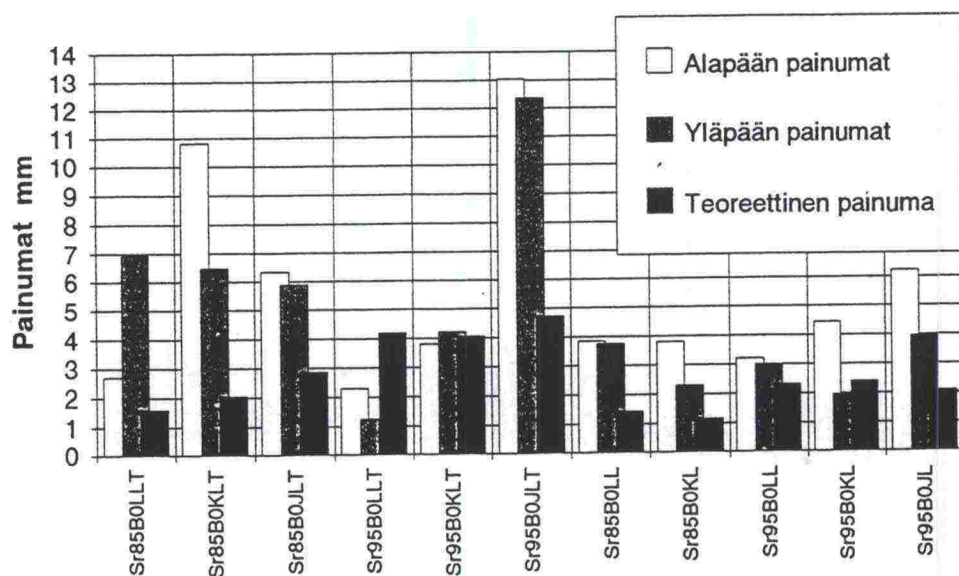
Kuvassa 4.15 on esitetty rajakuormia vastaavat anturan ylä- ja alapään maksipainumat ja E -modulin avulla (luku 4.2.3) lasketut teoreettiset painumat rajakuormia vastaavilla pohjapaineilla.

Kuormituskokeista mitattuja rajakuormia ja pohjapaineen arvoja $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma vastaavia painuman maksimiarvoja verrattiin Tielaitoksen tukitelineille sallittuihin painumiin kuvassa 4.16. Tukitelineiden suurin sallittu painumaero on $a/400$, mutta kuitenkin enintään 10 mm (a on tarkastettavana olevien tukien välinen vaakasuora etäisyys) /RIL 147 - 1993 s.27/.

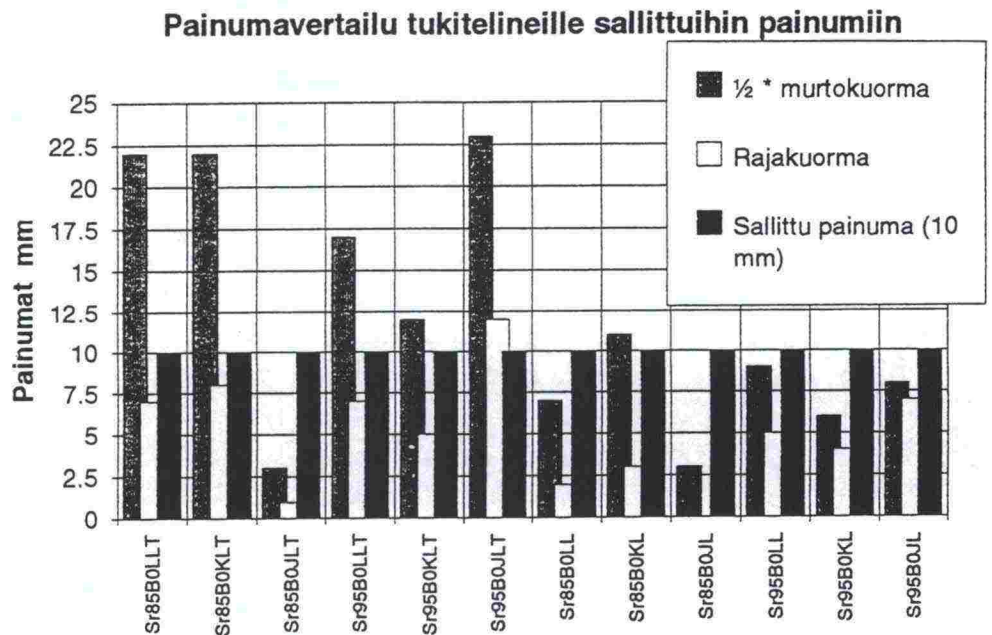
Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden murtokuormien painumat varsinkin tuettujen kuormitustapausten yhteydessä kasvoivat suuriksi (noin 60 mm). Lisäksi anturan ylä- ja alapäiden painumaerot olivat huomattavat jo rajakuormien arvoilla. Tukemattomilla kuormitustapauksilla anturan painumaerot olivat sitä suuremmat, mitä jyrkemmässä luiskassa kuormittaminen tapahtui. Kimmomoduleilla lasketut painumien arvot on määritetty tasaisen maan tapauksille, jolloin murtokuvio anturan alla muodostuu tasaisemmin kuin luiskan suuntaisilla anturoilla. Luiskassa murtokuvio on painottunut anturan alapäähän, mikä pienentää voimakkaasti liukupintoja ja murrossa plastisoituvaa maamassaa ja kasvattaa painuma eroja ja painumia. Lisäksi vertailussa käytetyt E -modulit eri tiiviysasteille on määritetty tasaisen maan tapauksista (luku 4.2.3).

E -modulien avulla lasketut rajakuormia vastaavat painumat jäivät todellisia painumia selvästi pienemmiksi, lukuun ottamatta tiiviin soran tuettuja kuormitustapauksia loivilla luiskankaltevuuksilla.

Rajakuormien painumavertailu



Kuva 4.15 E -modulien avulla lasketut rajakuormia vastaavat teoreettiset painuma-arvot ja kuormituskokeista määritetyt todelliset arvot



Kuva 4.16 Rajakuormia ja pohjapaineen arvoja $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma vastaavat maksimipainumat verrattuna tukitelineille sallittuun maksimipainumaan (10 mm).

$\frac{1}{2} \times$ murtokuorman arvoilla tuettujen kuormitustapausten painumat ylittivät selvästi tukitelineille sallituksi painumaksi annetun 10 mm. Sen sijaan rajakuorman arvoilla painumat jäivät sallittuja pienemmiksi.

Tukemattomilla kuormitustapauksilla sekä pohjapainetta $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma, että rajakuormaa vastaavat painumat jäivät sallittuja painumia pienemmiksi.

4.4.7 Liukumatarkastelu

Anturan luiskun suuntaista liukumaa koekuormituksissa tarkkailtiin kahdella anturan yläpään siirtymäanturilla (anturit 5 ja 6, kuva 4.6). Tukemattomien kuormitustapausten yhteydessä anturan liukuma kuormitusresultanttiin nähden on esitetty kuormitusresultantti - liukuma -kuvaajissa liitteessä 1. Tukemattomien kuormitustapausten luiskun pinnan suuntainen liukuma raja- ja murtokuormien (I_R , I_M) arvoilla, sekä pohjapaineen arvolla $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma ($I_{\frac{1}{2}M}$) on esitetty taulukossa 4.13.

Tukemattomien kuormitustapausten liukumat rajakuormien, murtokuormien ja $\frac{1}{2} \times$ murtokuormien arvoilla on esitetty kuvassa 4.17.

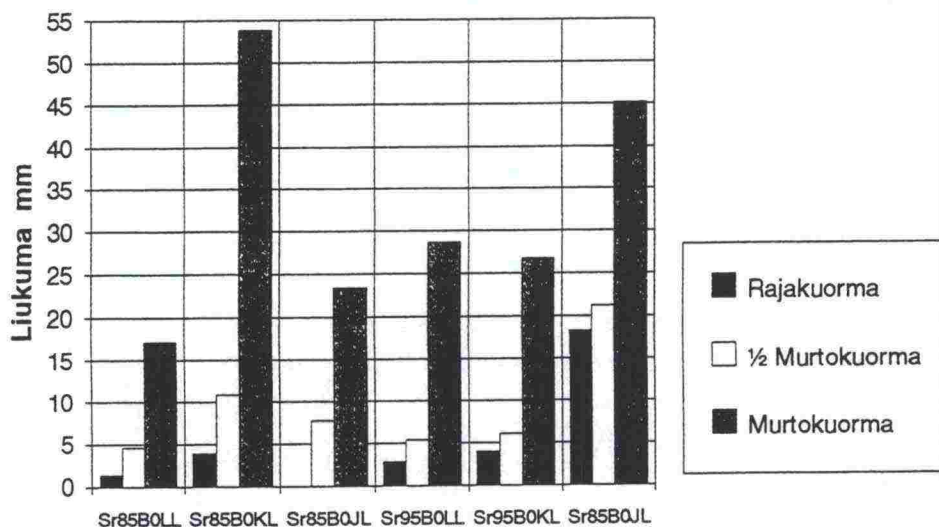
Tuettujen kuormitustapausten yhteydessä anturan alapään tuki esti liukuman luiskun suuntaisesti. Tuetuilla kuormitustapauksilla tuelta mitatun tuki-

reaktion suhde kuormitusresultanttiin kuormituksen kestäessä on esitetty kuvaajina liitteessä 1.

Taulukko 4.13 Tukemattomien kuormitustapausten luiskan pinnan suuntainen liukuma.

Koe	Liukuma [mm]		
	I_R	$I_{1/2M}$	I_M
Sr85B0LL	1	5	17
Sr85B0KL	4	11	54
Sr85B0JL	-	8	23
Sr95B0LL	3	5	29
Sr95B0KL	4	6	27
Sr95B0JL	18	21	45

Tukemattomien kuormitustapausten liukumien



Kuva 4.17 Tukemattomien murtokuormien arvot rajakuormien, murtokuormien ja $\frac{1}{2} \times$ murtokuormien arvoilla.

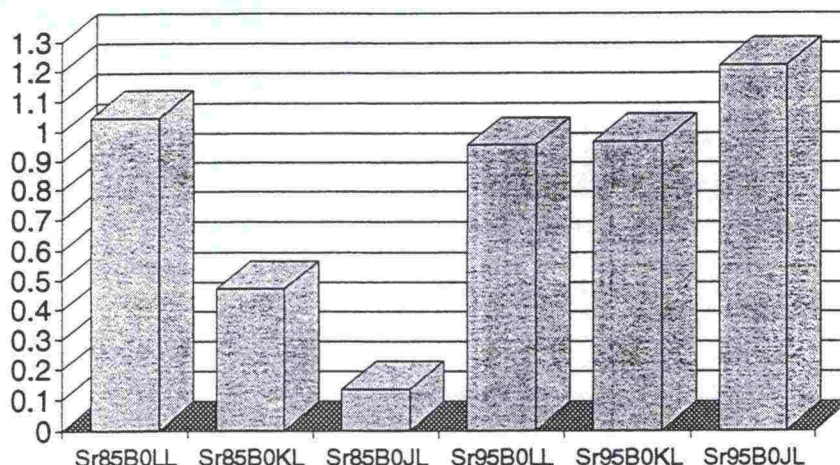
4.5 Vertailu ja tulkinta

Tehtyjen koekuormitusten tavoitteena oli tutkia luiskan suuntaisesti asetettujen maanvaraisten perustusten kantokykyä ja liukumista luiskassa. Lisäksi tutkittiin maapohjan käyttäytymistä anturan painumien ja ympäröivän maan pinnan muodonmuutosten avulla. Kantokykyä tutkittiin määrittämällä koekuormitusten tuloksista murtokuormat ja vertailemalla saatuja arvoja aiempien samoissa koeolosuhteissa tehtyjen kantokykykokeiden tuloksiin.

Koekuormituksista määritettyjä **murtokuorman** arvoja vertailtiin Rantanien tasaisen maan anturoiden kuormituskokeiden /19/ ja Kulmalan luiskaan varaan perustettujen anturoiden kuormituskokeiden /16/ tuloksiin. *Kuvassa 4.18* on vertailtu tukemattomien kuormitustapausten murtokuormien arvoja Kulmalan kokeiden murtokuormiin samoilla tiiviysasteilla ja luiskankaltevuuksilla (esitetyt arvot: Sr85B0LL / Sr85B0L).

Tukemattomilla kuormitustapauksilla soran tiiviysaste vaikutti suuresti saatuihin tuloksiin. Löyhällä tiiviysasteella ($D = 85 \%$) anturan kantokyky pienenee nopeasti luiskanjyrkentyessä. Loivissa luiskissa (15°) luiskasuuntaisesti asetettujen anturoiden kantokyvyt vastasivat täysin Kulmalan luiskaan varaan perustetun anturan kantokykyä (Sr85B0L). Jyrkässä luiskassa (30°) antura liukui ennen maapohjan murtumista.

Tukemattomat / Kulmala



Kuva 4.18 Tukemattomien kuormitustapausten murtokuormien vertailu Kulmalan luiskaan varaan perustettujen kantokyvykokeiden /16/ tuloksiin.

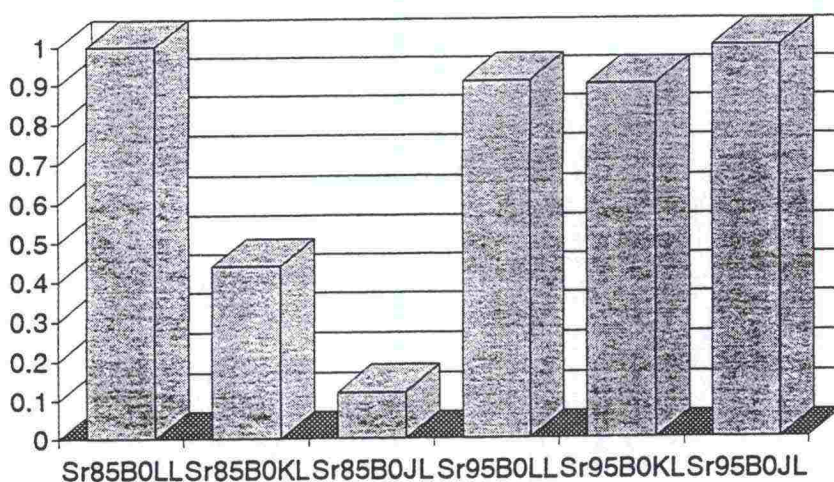
Tiiviillä soralla ($D = 95 \%$) luiskasuuntaisesti asetettujen anturoiden kantokyky oli noin 95 % Kulmalan kokeissa (Sr95B0L, Sr95B0K, Sr95B0J) saaduista murtokuorman arvoista samoilla luiskankaltevuuksilla. Kokeen Sr95B0JL osalta kantokyky oli jopa 20 % suurempi kuin Kulmalan kokeessa Sr95B0J, mikä kuitenkin lienee koetulosten hajonnasta johtuva yläliikiarvo.

Tiiviin soran kokeissa luiskanjyrkkeneminen aiheutti tuloksissa näennäistä kantokyvyn kasvua, mikä johtui pohjapaineen laskennassa käytetyn anturan vaakaleikkauksen pinta-alan pienenemisestä. Tästä syystä *kuvassa 4.19* on esitetty koekuormitusten vertailut Kulmalan arvoihin, kun pohjapaineet on laskettu anturan todellisen pohjapinta-alan mukaan.

Kuvassa 4.20 on tuettujen kuormitustapausten murtokuorman arvoja verrattuna Rantaniemen tasaisen maan perustusten kantokykykokeiden /19/ tuloksiin samoilla tiiviysasteilla (esitetyt arvot: Sr85B0LLT / Sr85B0).

Tuetuilla kuormitustapauksilla löyhällä tiiviysasteella ($D = 85 \%$) kokeista määritetyt murtokuormat olivat noin 70 % Rantaniemen tasaisen maan kuormituskokeen /19/ (Sr85B0) murtokuormasta.

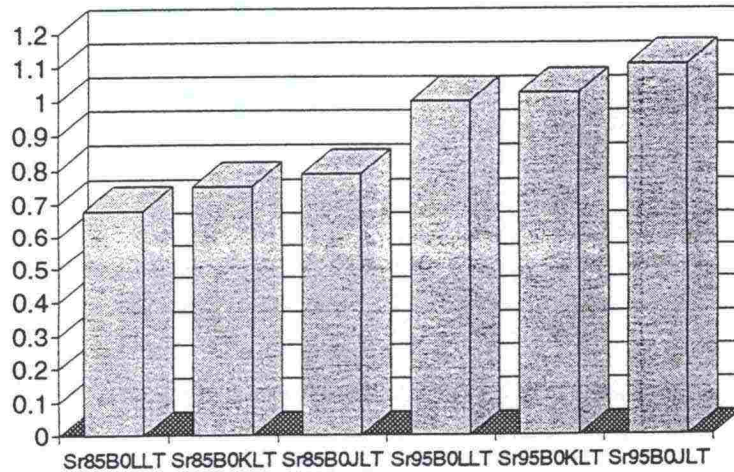
Tukemattomat / Kulmala



Kuva 4.19 Murtokuormien anturoiden todellisilla pohjapinta-aloilla laskettujen pohjapaineiden vertailu Kulmalan kantokykykokeiden /19/ tuloksiin.

Tiiviin soran ($D = 95 \%$) kuormitustapauksilla anturoiden kantokyvyt vastasivat Rantaniemen tasaisen maan kantokykykokeen tulosta (Sr95B0) /19/. Luiskan kaltevuus ei juurikaan vaikuttanut kokeissa saatuihin murtokuorman arvoihin. Kuvan 4.20 osoittama suhteellisen kantokyvyn kasvu johtuu laskennassa käytettävän anturan pohjapinta-alan pienenemisestä luiskan jyrkentyessä.

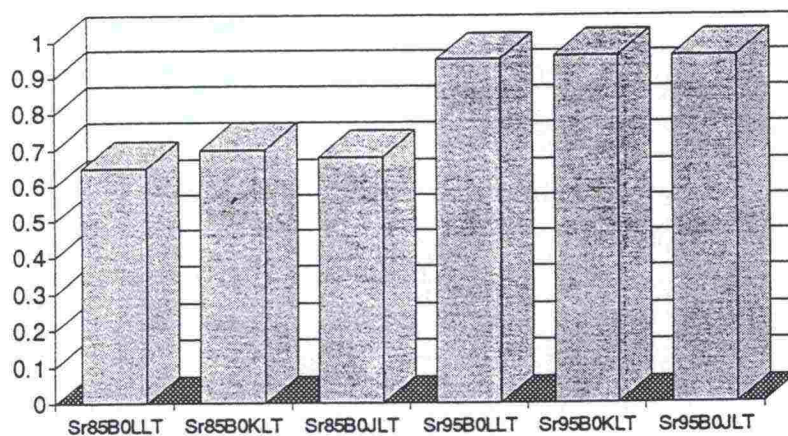
Tuetut / Rantaniemi



Kuva 4.20 Tuettujen kuormitustapausten vertailu Rantaniemen tasaisen maan perustusten /19/ kantokykykokeiden tuloksiin.

Kuvassa 4.21 on esitetty anturan todellisen pohjapinta-alan avulla laskettujen murtokuorman pohjapaineiden vertailu Rantaniemen kantokykykokeiden /16/ tuloksiin.

Tuetut / Rantaniemi



Kuva 4.21 Murtokuormien anturan todellisen pohjapinta-alan avulla laskettujen pohjapaineiden vertailu Rantaniemen kantokykykokeiden /16/ tuloksiin.

Rajakuormalla tarkoitettiin sitä pohjapaineen arvoa, jolla kokeista määritellyn kuormitus - painuma -kuvaajan painumat alkavat kasvaa lineaarista kasvukäyrää nopeammin. Vertailuarvoina käytettiin 350 mm etäisyydellä anturan sivulla (anturi nro. 10) sijainneen siirtymäanturin lukemia. Rajakuormaksi merkittiin se pohjapaineen arvo, jolla anturi rekisteröi ensimmäisen pysyvän nousun maan pinnasta (≥ 0.1 mm). Suurimmassa osassa kokeista eri määritystavoilla saadut rajakuormien arvot vastasivat hyvin toisiinsa.

Yksittäisten kokeiden rajakuormien arvot vastasivat $0.24...0.42 \times$ murtokuorman arvoja. Tuetuilla kuormitustapauksilla rajakuormien keskiarvo oli $0.28 \times$ murtokuorma ja tukemattomilla kuormitustapauksilla $0.32 \times$ murtokuorma.

Anturan painumilla tarkoitettiin kohtisuoraan luiskankaltevasta pintaa vasten tapahtunutta anturan kulmista mitattua painumista. Luonteenomaista anturoiden painumille oli ylä- ja alapään painumaerot. Jo rajakuormilla tukemattomissa kuormitustapauksissa anturan alapää painuivat noin 2 mm yläpäitä enemmän. Tiiviillä soralla jyrkempi luiskankaltevuus kasvatti kokonaispainumaa ja anturan päiden painumaeroja. Löyhän soran kokeissa luiskankalteen jyrkkyys ei vaikuttanut rajakuormien kokonaispainumaan yhtä voimakkaasti. Kaikissa kuormitustapauksissa rajakuormia vastaavat maksimipainumat jäivät alle Tukitelinedeohjeissa sallittujen painumien (10 mm).

Pohjapaineen arvoilla $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma tuettujen kuormitustapausten maksimipainumat ylittivät sallitut painumat. Kokeissa Sr85B0LLT, Sr85B0KLT ja Sr95B0JLT painumat olivat jopa kaksinkertaiset sallittuihin painumiin verrattuna.

Tukemattomien kuormitustapausten osalta painumat pohjapaineen arvoilla $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma jäivät sallittujen painumien tasolle tai niitä pienemmiksi.

Murtokuormilla anturoiden maksimipainumat kasvoivat suuriksi. Tukemattomissa kuormitustapauksissa painumat olivat 18...48 mm välillä. Tuetuilla tapauksilla murtokuormien painumat olivat välillä 30...77 mm.

Murtokuormilla anturan päiden painumaerot kasvoivat tuetuilla kuormitustapauksilla noin 30 mm. Poikkeuksena tiiviin soran loivassa luiskassa tehty koe Sr95B0LLT, jonka painumat pysyivät suhteellisen tasaisina koko kokeen ajan.

Tukemattomien anturoiden päiden painumaerot kasvoivat luiskankalteen jyrkentyessä loivan luiskankalteen noin 20 mm:stä jyrkän luiskankalteen 50 mm:iin.

Murtokuormilla määritetyt tukemattomien anturoiden luiskankalteen suuntaiset liukumukset vaihtelivat yksittäisissä kokeissa välillä 17...54 mm. Tiiviin soran jyrkällä ja löyhän soran keskijyrkällä luiskalla (Sr85B0KL ja Sr95B0JL) liukuma

oli noin 50 mm. Loivissa luiskissa (Sr85B0LL, Sr95B0LL ja Sr95B0KL) liukumamat jäivät 17...29 mm. Kokeen Sr85B0JL osalta liukumurto tapahtui liukuman ollessa 23 mm.

Rajakuormien arvoilla tukemattomien anturoiden liukumamat jäivät tiiviin soran jyrkällä luiskalla tehtyä koetta lukuunottamatta alle 5 mm. Kokeella Sr95B0JL liukuma rajakuormalla oli 18 mm.

Käytettäessä luiskan suuntaisesti asetettuja anturoita tukitelineperustuksina on tukemattomien anturoiden epätasainen painuma ja liukuma otettava mitoituksessa huomioon. Lisäksi painumat rajoittavat tuetuille anturoille sallittua pohjapainetta tukemattomia tapauksia voimakkaammin.

Tukemattomilla anturoilla painumat sallivat pohjapaineen, jonka arvo on noin $\frac{1}{2}$ kertaa kokeissa määritetty murtokuorma, kun sallittuna painumana pidetään 10 mm. Liukuma samoilla pohjapaineilla jäi kokeita Sr85B0KL ja Sr95B0JL lukuun ottamatta alle 5 mm. Kokeella Sr85B0KL liukuma oli 11 mm ja kokeella Sr95B0JL 21 mm.

Tuetuilla anturoilla painumat sallivat pohjapaineen kuormitusarvolla $\frac{1}{3}$ kertaa murtokuorma, kun sallittuna painuman arvona pidetään 10 mm.

4.6 Vertailu kantokyvyn teoreettisiin laskenta-arvoihin

Kuormituskokeista saatuja murtokuorman arvoja verrattiin kantavuuskaavoilla laskettuihin teoreettisiin kantokyvyn arvoihin. Laskennassa käytettiin Ballan teoriaa, Brinch Hansenin menetelmää, DIN -normeja, sekä Tielaitoksen ohjeiden ja Pohjarakennusohjeiden mukaisia kantavuuskaavoja.

Koekuormituksissa anturan murtokuvio painottui anturan lyhelle sivulle luiskan alaosaan ja koska teorioiden sisältämät anturan muotokertoimet ja luiskan kaltevuuskertoimet vähentävät kantokykyä ensisijaisesti redusoimalla anturan pitkän sivun suuntaisia liukupintoja, niiden käyttö edellyttäisi anturan asettamista luiskaan poikittain. Tämän takia anturan kantokyky on vertailuissa määritetty myös ilman muotokertoimia ja luiskan kaltevuuskertoimia.

Brinch Hansenin ja DIN -normien osalta kantavuuskaavoissa käytettiin aiemmin esitettyjä kertoimia anturan muodolle, luiskankaltevuudella ja anturan pohjan kaltevuudella (luku 2). Tielaitoksen ohjeiden osalta käytettiin luvussa 2.7 esitettyjä ohjeiden antamia kertoimia anturan muodolle ja luiskan kaltevuudelle, sekä lisäksi anturan pohjan kaltevuudelle DIN -normien vastaavaa kerrointa. Pohjarakennusohjeiden kantavuuskaavassa käytettiin ohjeiden antamaa anturan muotokerrointa, sekä anturan pohjan kaltevuuskertoimena ja luiskan kaltevuuskertoimena Brinch Hansenin vastaavia ker-

toimia. Ballan teorian yhteydessä käytettiin Kulmalan diplomityössään /16/ määrittämiä kertoimia luiskan kaltevuudelle.

Tukemattomien anturoiden vertailuarvoissa käytettiin muotokertoimien, luiskan kaltevuuskertoimien ja anturan pohjan kaltevuuskertoimien yhdistelmiä. Ballan teoriassa käytettiin luiskan kaltevuuskertoimia.

Tuettujen anturoiden vertailuarvot laskettiin tasaisen maan tapauksina. Arvot laskettiin anturan muotokerrointa käyttäen ja ilman muotokerrointa. Ballan teorian arvot laskettiin tasaisen maan tapaukselle ilman kertoimia.

Taulukoissa 4.14 - 4.23 on esitetty koekuormituksista määritetyt murtokuormat (koetulos), lasketut teoreettiset vertailuarvot eri menetelmillä (q) ja teoreettisen kantokyvyn koekohtaiset sisäiset varmuudet ($m = \text{koetulos}/q$).

4.6.1 Balla

Taulukossa 4.14 on vertailtu tukemattomien koekuormitusten murtokuormien arvoja Ballan teorialla (luku 2.5) laskettuihin teoreettisiin arvoihin. Ballan teorialla lasketut kantokyvyn arvot on saatu kertomalla tasaisen maan tulokset Hannele Kulmalan diplomityön /16/ yhteydessä määritetyillä luiskan varaisten anturoiden kantokykyä määrittävillä kertoimilla (k):

$$\begin{aligned}\beta = 15^\circ & \Rightarrow k = 0.55 \\ \beta = 22,5^\circ & \Rightarrow k = 0.40 \\ \beta = 30^\circ & \Rightarrow k = 0.30.\end{aligned}$$

Taulukko 4.14 Tukemattomien kuormitustapausten vertailu Ballan teoreettisiin arvoihin.

BALLA 1		k	
Koe	Koetulos	q	m
Sr85B0LL	284	160	1.78
Sr85B0KL	154	116	1.33
Sr85B0JL	40	87	0.46
Sr95B0LL	1073	713	1.50
Sr95B0KL	712	518	1.37
Sr95B0JL	589	389	1.51

Taulukossa 4.15 on vertailtu tuettujen kuormitustapausten murtokuormien arvoja Ballan teorialla laskettuihin arvoihin. Ballan teorian arvot on laskettu tasaisen maan tapaukselle.

Taulukko 4.15 Tuettujen kuormitustapausten vertailu Ballan teoreettisiin arvoihin.

BALLA 2			
Koe	Koetulos	q	m
Sr85B0LLT	282	290	0.97
Sr85B0KLT	312	290	1.08
Sr85B0JLT	327	290	1.13
Sr95B0LLT	1870	1296	1.44
Sr95B0KLT	1916	1296	1.48
Sr95B0JLT	2074	1296	1.60

4.6.2 Brinch Hansen

Brinch Hansenin teoriolla lasketuissa kantokyvyn vertailuarvoissa käytetyt kertoimet on esitetty luvussa 2.6.

Taulukossa 4.16 on tukemattomien koekuormitusten murtokuormien arvoja verrattu Brinch Hansenin menetelmällä laskettuun teoreettiseen kantokykyyn. Brinch Hansenin arvot on laskettu käyttämällä anturan muotokerrointa yhdessä anturan pohjan kaltevuuskertoimen kanssa ($s_y + b_y$) ja anturan muotokerrointa yhdessä luiskan kaltevuuskertoimen ja anturan pohjan kaltevuuskertoimen kanssa ($s_y + g_y + b_y$). Lisäksi on laskettu vertailuarvot käyttäen pelkästään anturan pohjan kaltevuuskerrointa (b_y).

Taulukko 4.16 Tukemattomien koetulosten vertailu Brinch Hansenin teoreettisiin arvoihin.

BRINCH HANSEN 1		$s_y + b_y$		$s_y + g_y + b_y$		b_y	
Koe	Koetulos	q	m	q	m	q	m
Sr85B0LL	284	67	4.24	32	8.89	69	4.12
Sr85B0KL	154	52	2.96	16	9.63	54	2.85
Sr85B0JL	40	40	1.00	10	4.00	42	0.95
Sr95B0LL	1073	241	4.45	117	9.17	271	3.96
Sr95B0KL	712	171	4.16	54	13.19	193	3.69
Sr95B0JL	589	120	4.91	22	26.77	137	4.30

Taulukossa 4.17 on tuettujen kuormitustapausten murtokuormien arvoja verrattu Brinch Hansenin menetelmällä laskettuun teoreettiseen kantokykyyn. Brinch Hansenin arvot on laskettu tasaisen maan kuormitustapaukselle sekä ilman anturan muotokerrointa että käyttämällä anturan muotokerrointa (s_y).

Taulukko 4.17 Tuettujen kuormitustapausten vertailu Brinch Hansenin teoreettisiin arvoihin.

BRINCH HANSEN 2		s_y			
Koe	Koetulos	q	m	q	m
Sr85B0LLT	282	111	2.54	116	2.43
Sr85B0KLT	312	111	2.81	116	2.69
Sr85B0JLT	327	111	2.95	116	2.82
Sr95B0LLT	1870	477	3.92	536	3.49
Sr95B0KLT	1916	477	4.02	536	3.57
Sr95B0JLT	2074	472	4.39	536	3.87

4.6.3 Pohjarakennusohjeet

Taulukossa 4.18 on vertailtu tukemattomien koekuormitusten murtokuormia pohjarakennusohjeiden (RIL 121) (luku 2.7) mukaan laskettuihin kantokyvyn teoreettisiin arvoihin. RIL 121:n mukaan lasketuissa teoreettisissa arvoissa on käytetty anturan muotokerrointa yhdessä Brinch Hansenin anturan pohjan kaltevuuskertoimen kanssa ($s_B + b_B$) ja anturan muotokerrointa yhdessä anturan pohjan kaltevuuskertoimen ja Brinch Hansenin luiskan kaltevuuskertoimen kanssa ($s_B + b_B + g_B$). Lisäksi kantokyvyn teoreettiset arvot on laskettu käyttämällä pelkästään anturan pohjan kaltevuuskerrointa (b_B).

Taulukko 4.18 Tukemattomien koekuormitusten vertailu RIL 121:n mukaisiin kantokyvyn teoreettisiin arvoihin.

RIL 121 1		$s_B + b_B$		$s_B + b_B + g_B$		b_B	
Koe	Koetulos	q	m	q	m	q	m
Sr85B0LL	284	64	4.43	31	9.16	69	4.12
Sr85B0KL	154	49	3.14	15	10.27	54	2.85
Sr85B0JL	40	38	1.05	7	5.71	42	0.95
Sr95B0LL	1073	248	4.33	120	8.94	271	3.96
Sr95B0KL	712	176	4.05	55	12.95	193	3.69
Sr95B0JL	589	124	4.75	23	25.61	137	4.30

Taulukossa 4.19 on vertailtu tuettujen kuormitustapausten murtokuormia RIL 121:n mukaisiin kantokyvyn teoreettisiin arvoihin.

Taulukko 4.19 Tuettujen kuormitustapausten vertailu RIL 121:n teoreettisiin kantokyvyn arvoihin.

RIL 121 2		s_B			
Koe	Koetulos	q	m	q	m
Sr85B0LLT	282	106	2.66	116	2.43
Sr85B0KLT	312	106	2.94	116	2.69
Sr85B0JLT	327	105	3.11	116	2.82
Sr95B0LLT	1870	492	3.80	536	3.49
Sr95B0KLT	1916	490	3.91	536	3.57
Sr95B0JLT	2074	487	4.26	536	3.87

4.6.4 DIN -normit

DIN -normien mukaan määritetyissä anturoiden kantokyvyissä käytetyt kertoimet on esitetty luvussa 2.7.

Taulukossa 4.20 on vertailtu tukemattomien kuormitustapausten murtokuormien arvoja DIN -normien mukaisiin teoreettisiin kantokyvyn arvoihin. DIN -normien arvot on laskettu käyttämällä anturan muotokerrointa yhdessä anturan pohjan kaltevuuskertoimen kanssa ($v_b + \xi_b$) ja anturan muotokerrointa yhdessä anturan pohjan kaltevuuskertoimen ja luiskan kaltevuuskertoimen kanssa ($v_b + \xi_b + \lambda_b$). Lisäksi DIN -normien mukaiset teoreettiset kantokyvyn arvot on laskettu käyttäen pelkästään anturan pohjan kaltevuuskerrointa (ξ_b).

Taulukko 4.20 Tukemattomien kuormitustapausten vertailu DIN -normeilla laskettuihin teoreettisiin arvoihin.

DIN 1		$v_b + \xi_b$		$v_b + \xi_b + \lambda_b$		ξ_b	
Koe	Koetulos	q	m	q	m	q	m
Sr85B0LL	284	89	3.19	43	6.60	95	2.99
Sr85B0KL	154	69	2.23	22	7.00	74	2.08
Sr85B0JL	40	54	0.74	10	4.00	58	0.69
Sr95B0LL	1073	350	3.07	170	6.31	373	2.88
Sr95B0KL	712	251	2.84	79	9.01	269	2.65
Sr95B0JL	589	181	3.25	33	17.85	195	3.02

Taulukossa 4.21 on vertailtu tuettujen kuormitustapausten murtokuormien arvoja DIN -normeilla laskettuihin tasaisen maan teoreettisiin kantokyvyn arvoihin.

Taulukko 4.21 Tuettujen kuormitustapausten vertailu DIN -normeilla laskettuihin teoreettisiin arvoihin.

DIN 2		v_b			
Koe	Koetulos	q	m	q	m
Sr85B0LLT	282	145	1.94	155	1.82
Sr85B0KLT	312	145	2.15	155	2.01
Sr85B0JLT	327	144	2.27	155	2.11
Sr95B0LLT	1870	671	2.79	715	2.61
Sr95B0KLT	1916	669	2.86	715	2.68
Sr95B0JLT	2074	666	3.11	715	2.90

4.6.5 Tielaitos

Taulukossa 4.22 on verrattu tukemattomien kuormitustapausten murtokuormien arvoja Tielaitoksen ohjeiden (luku 2.7) mukaisiin kantokyvyn teoreettisiin arvoihin. Tielaitoksen mukaisesti lasketut arvot on kerrottu anturan muotokertoimilla yhdessä DIN -normeista (luku 2.7) saadun anturan pohjan kaltevuuskertoimen kanssa ($s_B + \xi_B$) ja anturan muotokeroimella yhdessä anturan pohjan kaltevuuskertoimen ja luiskan kaltevuuskertoimen kanssa ($s_B + \xi_B + g$). Lisäksi Tielaitoksen ohjeiden mukaiset kantokyvyn teoreettiset arvot on laskettu käyttämällä vain anturan pohjan kaltevuuskerrointa (ξ_B).

Taulukko 4.22 Tukemattomien koetulosten vertailu Tielaitoksen ohjeiden mukaisiin teoreettisiin kantokyvyn arvoihin.

TIELAITOS 1		$s_B + \xi_B$		$s_B + \xi_B + g$		ξ_B	
Koe	Koetulos	q	m	q	m	q	m
Sr85B0LL	284	89	3.19	43	6.60	95	2.99
Sr85B0KL	154	69	2.23	22	7.00	74	2.08
Sr85B0JL	40	54	0.74	10	4.00	58	0.69
Sr95B0LL	1073	350	3.07	170	6.31	373	2.88
Sr95B0KL	712	251	2.84	79	9.01	269	2.65
Sr95B0JL	589	181	3.25	33	17.85	195	3.02

Taulukossa 4.23 on vertailtu tuettujen koekuormitusten murtokuormien arvoja Tielaitoksen ohjeiden mukaisesti laskettuihin teoreettisiin kantokyvyn arvoihin.

Taulukko 4.23 Tuettujen kuormitustapausten vertailu Tielaitoksen ohjeiden mukaisiin teoreettisiin kantokyvyn arvoihin.

TIELAITOS 2		s_B			
Koe	Koetulos	q	m	q	m
Sr85B0LLT	282	145	1.94	155	1.82
Sr85B0KLT	312	145	2.15	155	2.01
Sr85B0JLT	327	144	2.27	155	2.11
Sr95B0LLT	1870	671	2.79	715	2.61
Sr95B0KLT	1916	669	2.86	715	2.68
Sr95B0JLT	2074	666	3.11	715	2.90

4.6.6 Yhteenveto ja tulkinta

Liitteeseen 2 on kerätty luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden teoreettiset kantokyvyt (q) Ballan, Brinch Hansenin, Pohjarakennusohjeiden, DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden mukaisesti laskettuna. Vertailuarvona on annettu koekuormituksista määritetyt murtokuormien arvot (koetulos). Teorioiden kokekohtaiset sisäiset varmuudet on laskettu teoreettisen kantokyvyn suhteena murtokuormaan ($m = \text{koetulos} / q$).

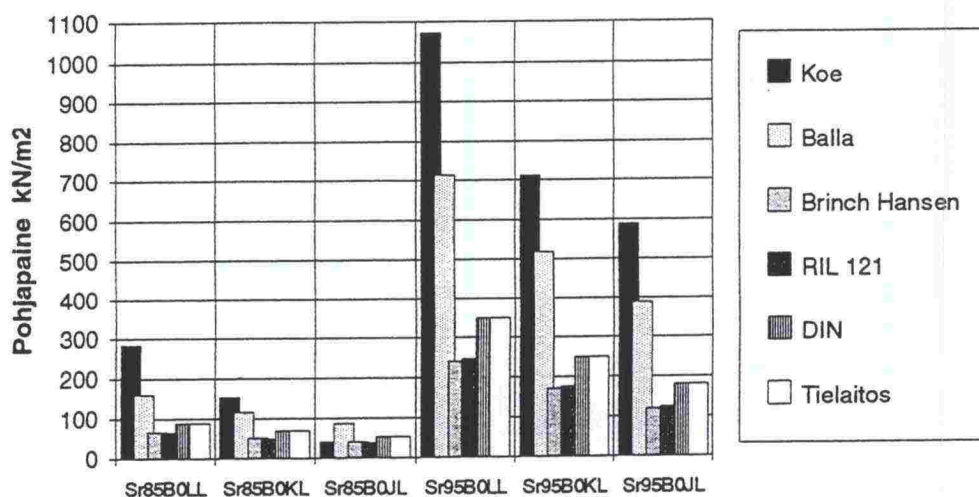
Kuvassa 4.22 on kuvattu tukemattomien kuormitustapausten vertailut, kun Brinch Hansenin, DIN -normien, Tielaitoksen ohjeiden ja Pohjarakennusohjeiden kertoimina on käytetty anturan muotokertoimia ja perustuksen pohjan kaltevuuskertoimia. Ballan teorian arvot on kerrottu Kulmalan /16/ määrittämällä luiskan kaltevuuskertoimilla.

Muotokerrointa ja anturan pohjan kaltevuuskerrointa käytettäessä Brinch Hansenin ja Pohjarakennusohjeiden sisäisten varmuuksien keskiarvo oli 3,6. Ilman koetta Sr85B0JL keskiarvo nousi 4,1:een.

DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden sisäisten varmuuksien keskiarvo oli 2,6. Ilman koetta Sr85B0JL keskiarvoksi tuli 2,9. Millään käytetyistä teorioista luiskan jyrkkyys ei vaikuttanut merkittävästi varmuuksien suuruuteen.

Ballan teorialla luiskan kaltevuuskertoimien avulla lasketut kantokyvyn arvot vastasivat parhaiten kokeiden tuloksia. Yksittäisten kokeiden sisäisten varmuuksien keskiarvo jäi 1,3:een. Ilman koetta Sr85B0JL keskiarvo oli 1,5.

Tukemattomat kuormitustapaukset



Kuva 4.22 Tukemattomat kuormitustapaukset. Teorioissa käytetyt kertoimet: (Brinch Hansen) $\times s_\gamma \times b_\gamma$, (DIN) $\times v_b \times \xi_b$, (Tielaitos) $\times s_B \times \xi_B$, (RIL 121) $\times s_B \times b_B$

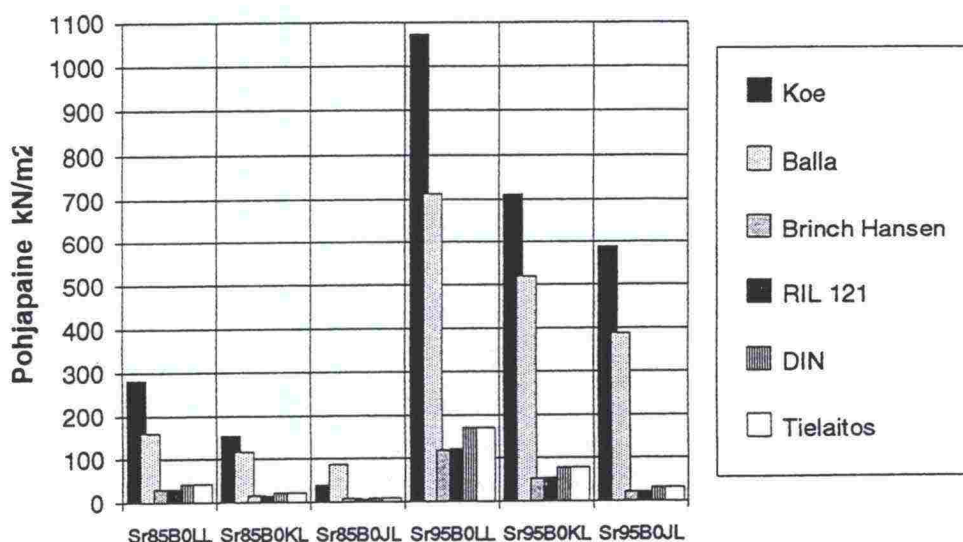
Kuvassa 4.23 on esitetty tukemattomien kuormitustapausten vertailut, kun teorioiden kertoimina Brinch Hansenin, DIN -normien, Tielaitoksen ohjeiden ja Pohjarakennusohjeiden menetelmissä on käytetty muotokertoimia, perustuksen pohjan kaltevuuskertoimia ja luiskan kaltevuuskertoimia. Ballan teorian arvot on kerrottu Kulmalan /16/ määrittämällä luiskan kaltevuuskertoimilla.

Kolmea kerrointa käytettäessä kantavuuskaavojen sisäiset varmuudet kasvoivat huomattavan suuriksi. Brinch Hansenin menetelmällä ja siihen pohjautuvalla Pohjarakennusohjeiden kantavuuskaavalla yksittäisten kokeiden sisäisten varmuuksien keskiarvo oli 12. Keskiarvoon on laskettu mukaan huomattavan aikaisin liukumurrossa pettänyt koe Sr85B0JL. Ilman tätä koetta keskiarvoksi tuli 13,4.

Tiiviin soran kokeissa Brinch Hansenin ja Pohjarakennusohjeiden sisäiset varmuudet kasvoivat luiskan jyrkentyessä loivan luiskan 9:stä jyrkän luiskan 26:een.

DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden mukaisesti laskettujen kantokykyjen sisäisten varmuuksien keskiarvoksi tuli 8,5. Ilman koetta Sr85B0JL keskiarvo oli 9,4. Tiiviin soran kokeilla varmuudet kasvoivat loivan luiskan 6,3:sta jyrkän luiskan 17,9:ään.

Tukemattomat kuormitustapaukset



Kuva 4.23 Tukemattomat kuormitustapaukset. Teorioissa käytetyt kertoimet: $(Balla) \times k$, $(Brinch Hansen) \times s_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma$, $(RIL 121) \times s_B \times b_B \times g_B$, $(DIN) \times v_b \times \xi_b \times \lambda_b$, $(Tielaitos) \times s_B \times \xi_B \times g$.

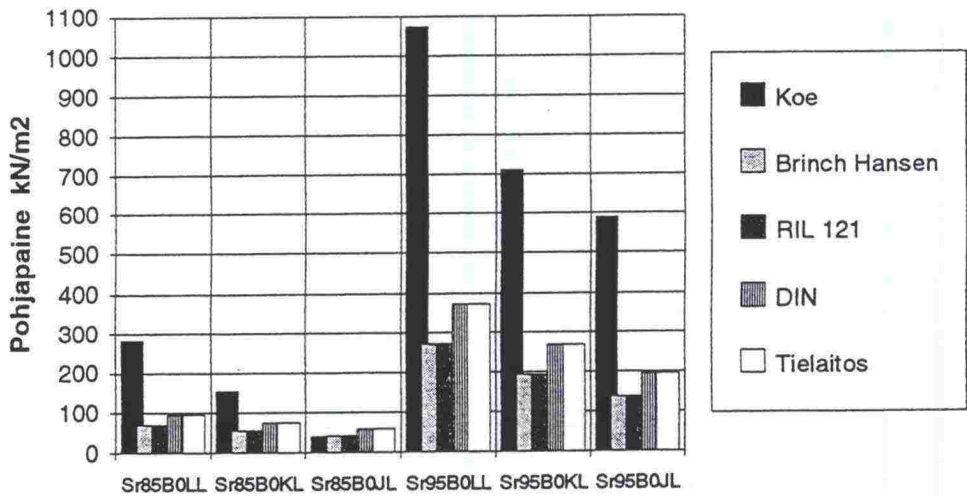
Sisäisiä varmuuksia voidaan pienentää jättämällä pois kantavuuskaavojen muotokertoimet. Kuvassa 4.24 on esitetty tukemattomien kuormitustapausten vertailut, kun Brinch Hansenin, DIN -normien, Tielaitoksen ohjeiden ja Pohjarakennusohjeiden kertoimina on käytetty pelkästään perustuksen pohjan kaltevuuskerrointa.

Käyttämällä pelkästään anturan pohjan kaltevuuskerrointa Brinch Hansenin ja Pohjarakennusohjeiden sisäisten varmuuksien keskiarvo oli 3,3. Jättämällä pois liukumalla murtunut koe Sr85B0JL keskiarvoksi saadaan 3,8.

DIN -normit ja Tielaitoksen ohjeet antavat sisäisten varmuuksien keskiarvoksi 2,4 ja ilman koetta Sr85B0JL keskiarvo on 2,7.

Ballan teoriolla lasketut kantokyvyn arvot kerrottuna Kulmalan luiskan kaltevuuskertoimilla vastasivat hyvin tukemattomien kuormitustapausten murto-kuormien arvoja. Tiiviin ja löyhän soran kokeiden sisäiset varmuudet (ilman koetta Sr85B0JL) vaihtelivat välillä 1,33...1,78 keskiarvon ollessa 1,5.

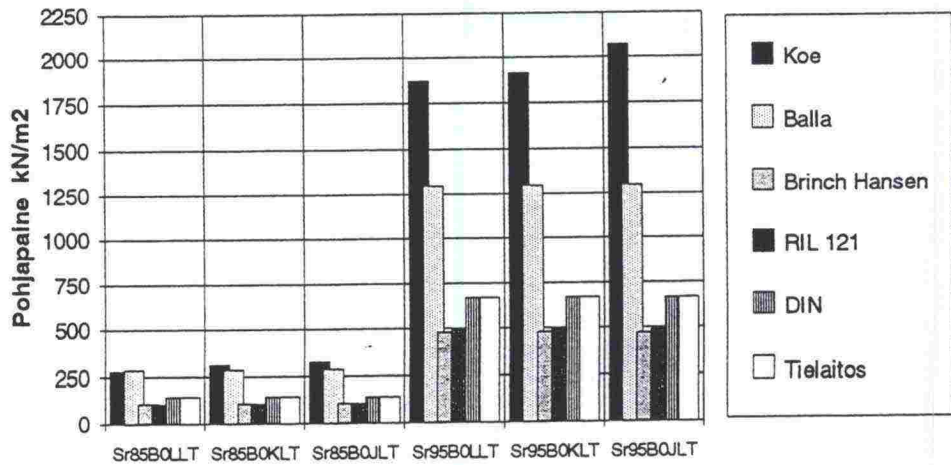
Tukemattomat kuormitustapaukset



Kuva 4.24 Tukemattomat kuormitustapaukset. Teorioissa käytetyt kertoimet: (Brinch Hansen) $\times b_\gamma$, (DIN) $\times \xi_b$, (Tielaitos) $\times \xi_B$, (RIL 121) $\times b_B$

Kuvassa 4.25 on esitetty tuettujen kuormitustapausten vertailut teoreettisiin kantokyvyn arvoihin, kun Brinch Hansenin, DIN -normien, Tielaitoksen ja Pohjarakennusohjeiden arvot on laskettu tasaisen maan tapaukselle ja arvot on kerrottu anturan muotokertoimella. Ballan teorian arvo on laskettu ilman kertoimia.

Tuetut kuormitustapaukset



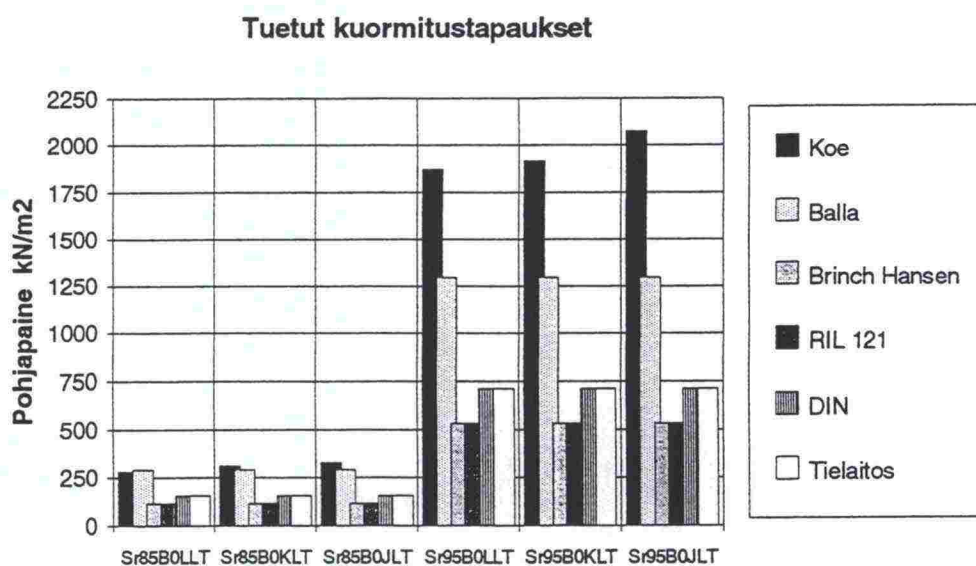
Kuva 4.25 Tuetut kuormitustapaukset. Käytetyt kertoimet: (Brinch Hansen) $\times s_\gamma$, (DIN) $\times v_b$, (Tielaitos) $\times s_B$, (RIL 121) $\times s_B$

Tuettujen kuormitustapausten Brinch Hansenin ja Pohjarakennusohjeiden mukaiset kantokyvyt kerrottuina anturan muotokertoimilla antavat koekohdaiset sisäiset varmuudet välillä 2,54...4,39. Keskiarvo on 3,4. Tiiviillä soralla sisäiset varmuudet olivat löyhän soran kokeita suuremmat. Löyhällä soralla keskiarvo oli 2,8 ja tiiviin soran kokeissa 4,1.

DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden sisäiset varmuudet jäivät pienemmiksi. Vaihteluväli yksittäisillä kokeilla oli 1,94...3,11 keskiarvon ollessa 2,5. Tiiviin soran kokeiden keskiarvo oli suurempi (2,9) kuin löyhällä kokeilla (2,1).

Jättämällä kantavuuskaavoista pois anturan muotokertoimet, sisäiset varmuudet pienenevät.

Kuvassa 4.26 on esitetty tuettujen kuormitustapausten vertailut kantokyvyn teoreettisiin arvoihin, kun kaikkien teorioiden arvot on laskettu tasaisen maan kuormitustapauksilla.



Kuva 4.26 Tuetut kuormitustapaukset. Teorioiden vertailuarvot on laskettu tasaisen maan tapaukselle ilman anturan muotokertoimia.

Brinch Hansenin ja Pohjarakennusohjeiden mukaisten arvojen sisäiset varmuudet vaihtelivat välillä 2,43...3,87. Keskiarvoluku oli 3,1. Tiiviin soran kokeiden keskiarvo oli 3,8 ja löyhän soran kokeiden 2,7.

DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden sisäiset varmuudet vaihtelivat välillä 1,82...2,90. Kaikkien kokeiden keskiarvo oli 2,4. Tiiviin soran kokeiden keskiarvo oli 2,7 ja löyhän soran kokeiden 2,0.

Lähimmäksi koekuormituksista määritettyjä murtokuorman arvoja päästiin Ballan teorialla lasketuilla tasaisen maan kantokyvyn arvoilla. Ballan teoriassa sisäiset varmuudet vaihtelivat välillä 0,97...1,60. Kaikkien kokeiden keskiarvoluku oli 1,3. Löyhällä soralla varmuuksien keskiarvo oli 1,1 ja tiiviin soran kokeissa 1,5.

5 MAANVARAISTEN PERUSTUSTEN 3D -MALLINNUS

5.1 ABAQUS -mallinnus

Maanvaraisten perustusten 3D -mallinnus tehtiin analyysiohjelman ABAQUS versiolla 5.3-1. ABAQUS on FEM -ratkaisumenetelmälle perustuva ohjelma, joka soveltuu hyvin epälineaarisiin rakenneanalyysitehtäviin.

ABAQUS -ohjelman käyttöympäristönä toimi Tampereen Teknillisen korkeakoulun hajautettu supertietokone eli klusteri. Klusteri tarkoittaa joukkoa tehokkaita mikroprosessoripohjaisia työasemia tai palvelimia, jotka on yhdistetty nopealla verkolla ja hajautusta tukevalla ohjelmistolla. TTKK:n Alpha -klusteri koostuu kymmenestä DEC Alpha AXP -tietokoneesta, jotka on yhdistetty nopealla 10.4 Gbit/s ATM -kytkimellä. Yksittäiset tietokoneet on liitetty kytkimeen 155 Mbit/s nopeudella. Alpha -klusterin laskentateho on yli kaksi miljardia liukulukuoperaatiota sekunnissa.

ABAQUS -analyysiohjelman käyttö edellyttää valmiin syötetiedoston (*.inp) olemassaoloa. Syötetiedostossa määritellään käytettävä solmu- ja elementtiverkko, solmujen tuennat, elementtityypit, elementteihin liittyvät maaparametrit, maaperän alkujännitystilaan liittyvät parametrit ja kuormitusolosuhteet.

Syötetiedostossa määritetään myös tulostiedostoihin (*.res, *.dat) kerättävä laskennan kuluessa saatava informaatio, joka voi käsittää esimerkiksi solmusiirtymät tai -voimat vain tietyissä ennalta valituissa leikkauksissa, pinoissa tai solmuissa.

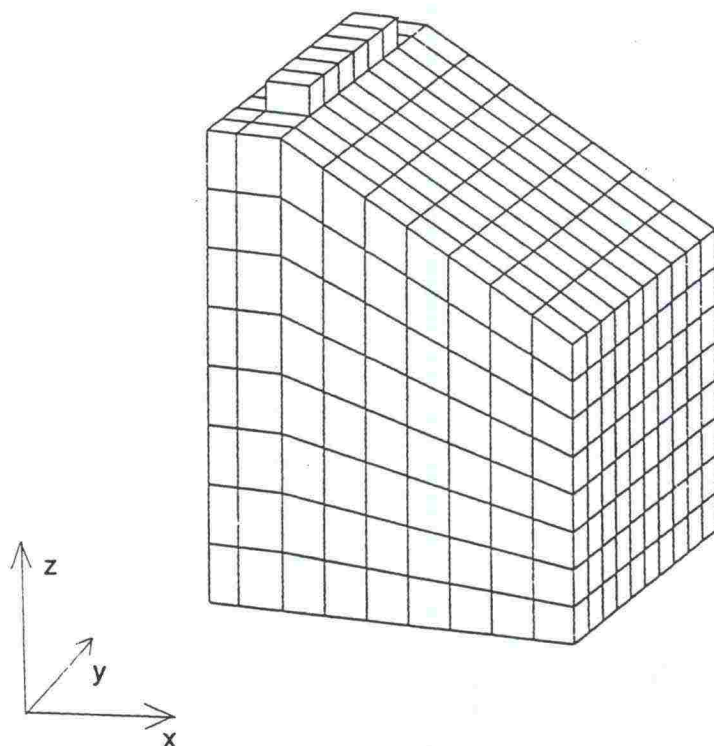
5.1.1 Käytetyt elementtiverkot

Maanvaraisten perustusten elementtimallinnuksen vertailumateriaalina käytettiin Rantaniemen /19/ ja Kulmalan /16/ kantokyvykokeiden tuloksia, sekä luiskan suuntaisesti asetettujen perustusten osalta aiemmin tässä diplomityössä esitettyjä kuormitustuloksia (Luku 4).

Elementtiverkoilla mallinnettiin TTKK:n Rakennuslaboratorion koekuopan olosuhteita. Verkkojen vaakaleikkausten dimensioiksi tuli näin ollen $2,5 \times 2,5$ metriä. Verkkojen korkeus z -suunnassa vaihteli hieman mallinnettavasta tapauksesta riippuen, mutta kuormitettavan anturan alapuolella mallin korkeus on kaikissa tapauksissa vähintään 3 metriä (kuva 5.1).

Mallinnuksissa käytetyt elementtiverkot koottiin toisiinsa liitetyistä kuutioelementeistä. Anturan muodostavat elementit on syötetiedostossa lueteltu erillisinä, mutta maan pinnan ja anturan samoilla positiioilla sijaitsevat solmut on sidottu toisiinsa kaikkien vapausasteidensa suhteen. Anturan elementtien ja maaelementtien välillä ei käytetty interface -elementtejä.

Tällä anturan ja maan välisen liitoksen jäykistyksellä saatiin malleista laskennallisesti yksinkertaisempia ja vältettiin leikkauspinnan liukumisesta ja murtumisesta syntyvät konvergenssiongelmat.



Kuva 5.1 Luiskan varaisten perustusten mallinnuksessa käytetty elementtiverkko. Luiskankaltevuus 30° .

Verkon koekuopan laitoja mallintavat reunasolmut on sidottu kaikkien vapausasteiden suunnissa (x, y ja z). Soran ja koekuopan betoniseinien liitos toimii jäykemmin kuin koekuormituksissa.

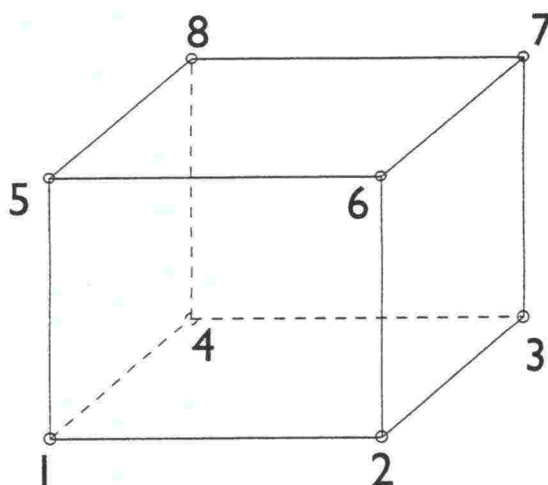
Verkkoja kokeiltiin myös versioina, joissa reunasolmujen pystysuuntaiset (z) siirtymät olivat vapaita. Tällöin maaparametreja varioitaessa dilataatiokulman kasvattaminen nosti saatuja murtokuorman arvoja, kunnes dilataatiokulma ylitti arvon $\psi \approx 7,5^\circ$. Tämän jälkeen murtokuorman arvot alkoivat jyrkästi laskea. Suurilla dilataatiokulman arvoilla tapahtunut murtokuormien pieneneminen ei vastannut maamateriaalin teoreettiselle käyttäytymiselle asetettuja odotuksia. Tästä pääteltiin dilataatiokulman kasvattamisen laajentavan voimakkaasti maahan muodostuvaa murtopintaa ja mallin murtuvan verkon vapaasti z-suunnassa siirtyviä reunoja pitkin. Kantokykykokeissa murtopinnan tukeutuminen koekuopan laitoihin pikemminkin kasvattaa murtokuormaa kuin pienentää sitä. Tästä johtuen reunasolmuistaan vapaasti painuvasta verkosta saatuja tuloksia ei voitu pitää luotettavina. Ver-

kon reunasolmujen kiinnittämisen jälkeen murtokuormien pienenemistä suurilla dilataatiokulman arvoilla ei enää havaittu.

Mallin pohjan siirtymät on sidottu z-suunnassa. Tällä reunaehdolla ei ollut merkitystä saatuihin tuloksiin, koska verkkojen syvyydestä johtuen muodonmuutokset ovat ehtineet tasaantua ennen pohjan tasoa.

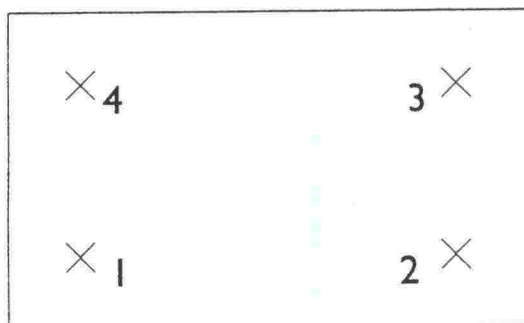
5.1.2 Käytetyt elementit /1/

Maanvaraisten anturoiden kantokykyä mallinnettaessa käytettiin 8-solmuisia lineaarisia kuutioelementtejä, joiden kuution kulmiin sijoitetuilla solmuilla oli kolme siirtymävapausastetta (kuva 5.2). Kiertymää ei näin ollen solmuissa otettu huomioon. Saman tyyppisiä elementtejä käytettiin sekä maaperän että anturan mallintamiseen. ABAQUS-ohjelman elementtikirjastossa tarvittavan kuutioelementtityypin nimenä oli **C3D8**.



Kuva 5.2 8-solmuinen 3-vapausasteinen lineaarinen kuutioelementti C3D8.

Kuutioelementtiä integroitiin Gaussin $2 \times 2 \times 2$ -integropisteillä. Elementtiin C3D8 liittyvät tasoa 1 - 2 - 3 - 4 lähinnä olevat integraatiopisteet ja niiden numerointi on esitetty kuvassa 5.3.



Kuva 5.3 Elementin C3D8 tasoa 1-2-3-4 lähinnä olevat integraatiopisteet /1/.

5.1.3 Käytetyt materiaalmallit /1/

Elementtimallinnuksessa yksittäisen elementin käyttäytymistä kuormituksen alaisena ohjasi sille määritetty materiaalmalli ja malliin liittyvät elastiset ja pastiset materiaaliparametrit.

Koekuormituksissa käytettyä teräksistä anturapalkkia mallinnettiin yhtenäisellä elastisesti käyttäytyvällä materiaalmallilla, jonka kimmomodulin ja Poissonin luvun arvoina käytettiin taulukon 5.2 mukaisia arvoja. Anturaan liittyvien elementtien materiaali annettiin käskyllä

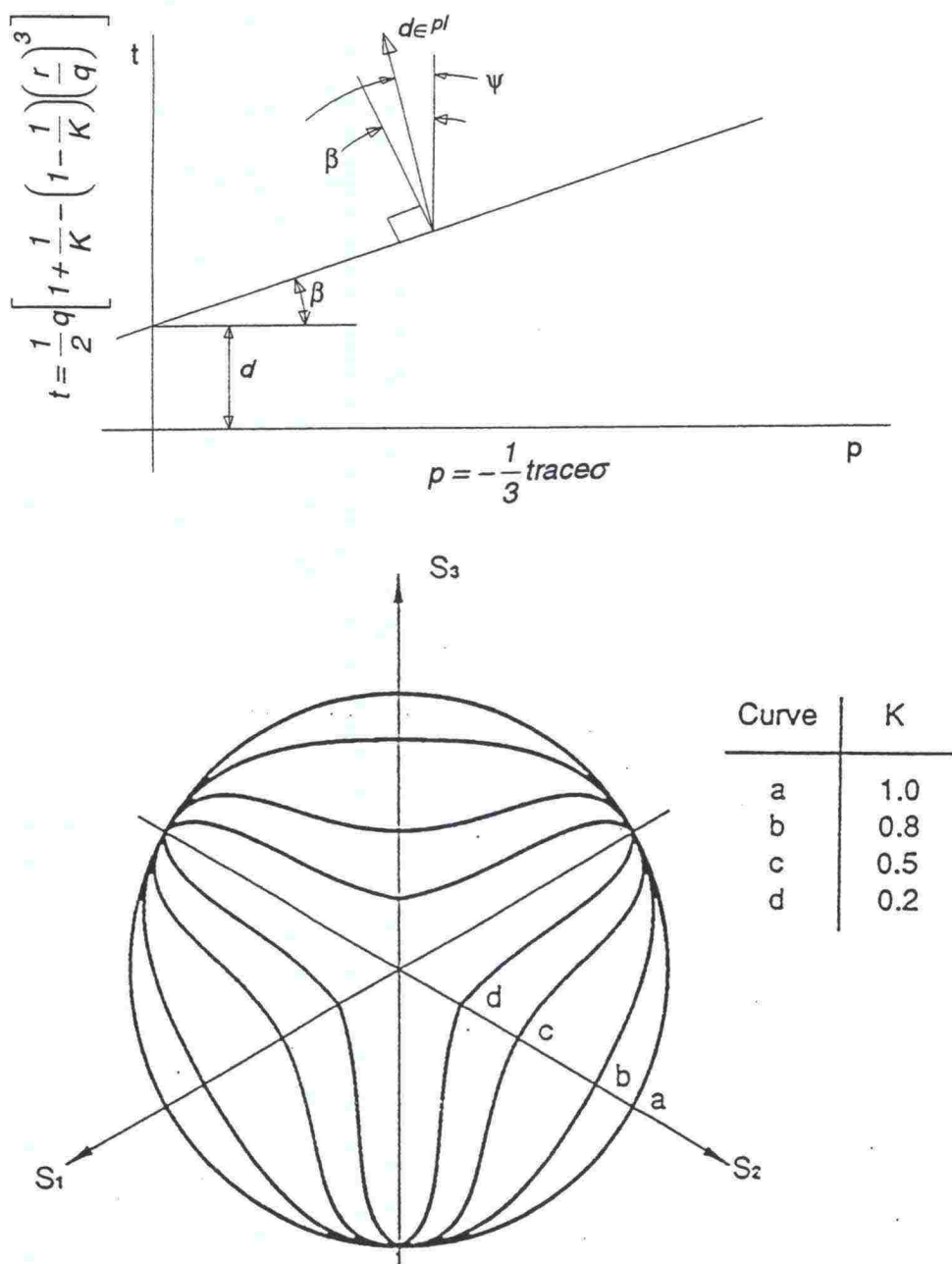
*ELASTIC
E,ν

Maaelementtien materiaalmallina käytettiin ABAQUS -ohjelmassa kitka-maalajeille tarkoitettua Drucker-Prager -mallia (*Extended Drucker-Prager model*). Drucker-Prager -mallin myötöehto ja siihen liittyvät parametrit on esitetty kuvassa 5.4.

Drucker-Pragerin myötöehto on muotoa /1/:

$$t - p \cdot \tan \beta - \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \tan \beta\right) \cdot \sigma_c^0 = 0 \quad (83)$$

Drucker-Prager -mallin ja siihen liittyvien plastisten parametrien (β , K , ψ) yhteydessä oli käytettävä *YIELD -käskyä, jolla määriteltiin myötöjännityksen käyttäytyminen yksiakselisessä puristuksessa. *YIELD -käskyn yhteydessä koheesiolle (c) on annettava nollaa suurempi positiivinen lukuarvo.



Kuva 5.4 Drucker-Prager -mallin myötökuvio ja siihen liittyvät parametrit /1/.

Maamateriaalin oletettiin käyttäytyvän murtotilaan asti lineaarisesti ja elastisesti, jolloin Drucker-Prager -myötöehdon yhteydessä käytettiin käskyä *ELASTIC. Elementtien kimmo-ominaisuudet määritettiin muodonmuutosmodulin ja Poissonin luvun avulla (E , ν). Yksittäiseen elementtiin liittynyt materiaalimallin määrittävä käskysarja oli muotoa:

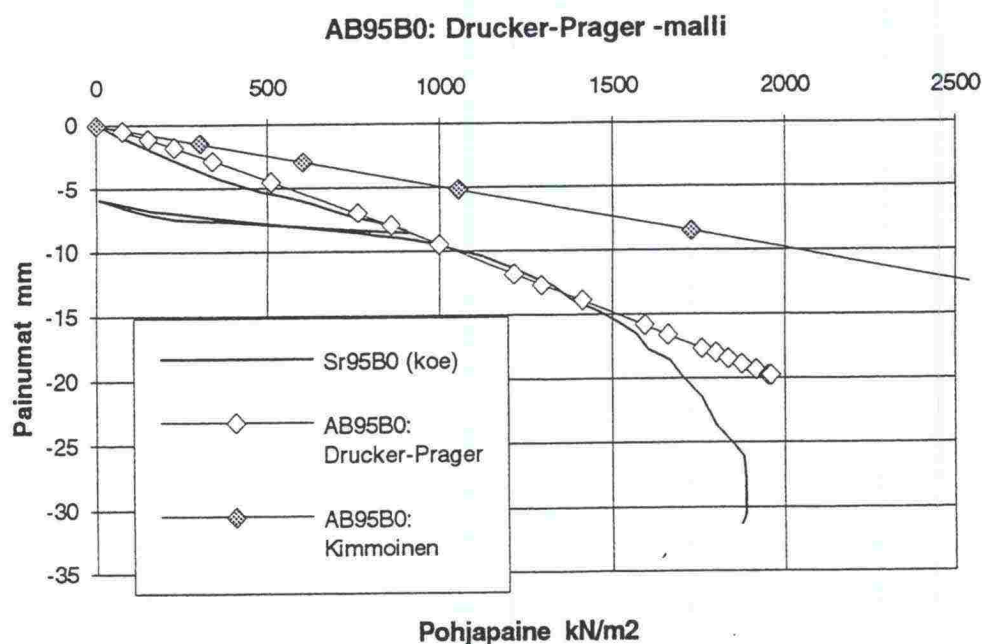
```
*ELASTIC
E,ν
*DRUCKER PRAGER
β,K,ψ'
```

$$\begin{aligned} &*YIELD \\ &\sigma_c^0, 0.0 \end{aligned}$$

jossa parametrisymbolien sijaan annettiin niitä vastaavat lukuarvot. Käytettyjen parametrien arvot on annettu taulukossa 5.2.

Drucker-Prager -mallin vaikutusta painumiin pienillä kuormituksilla tutkittiin laskemalla painuma -kuvaaja mallilla AB95B0 käyttämällä pelkästään materiaalmallin kimmoista osaa. Saatuja tuloksia on verrattu koetuloksiin (Sr95B0) ja koko Drucker-Prager -mallilla laskettuihin painumakuvaajiin kuvassa 5.5.

Molemmissa ajoissa muodonmuutosmodulin arvo oli $E = 56,3 \text{ MPa}$ ja Poissonin luku oli $\nu = 0,10$. Drucker-Prager -mallissa dilataatiokulma oli $\psi = 12,5^\circ$ ja kitkakulma $\phi = 44^\circ$. Drucker-Prager -mallilla painumat eivät käyttäytyneet täysin kimmoisesti edes pienillä pohjapaineen arvoilla.



Kuva 5.5 Drucker-Prager -mallin painumavertailu täysin kimmoisen maamateriaalin painumiin.

5.1.4 Käytetyt maaparametrit /1/

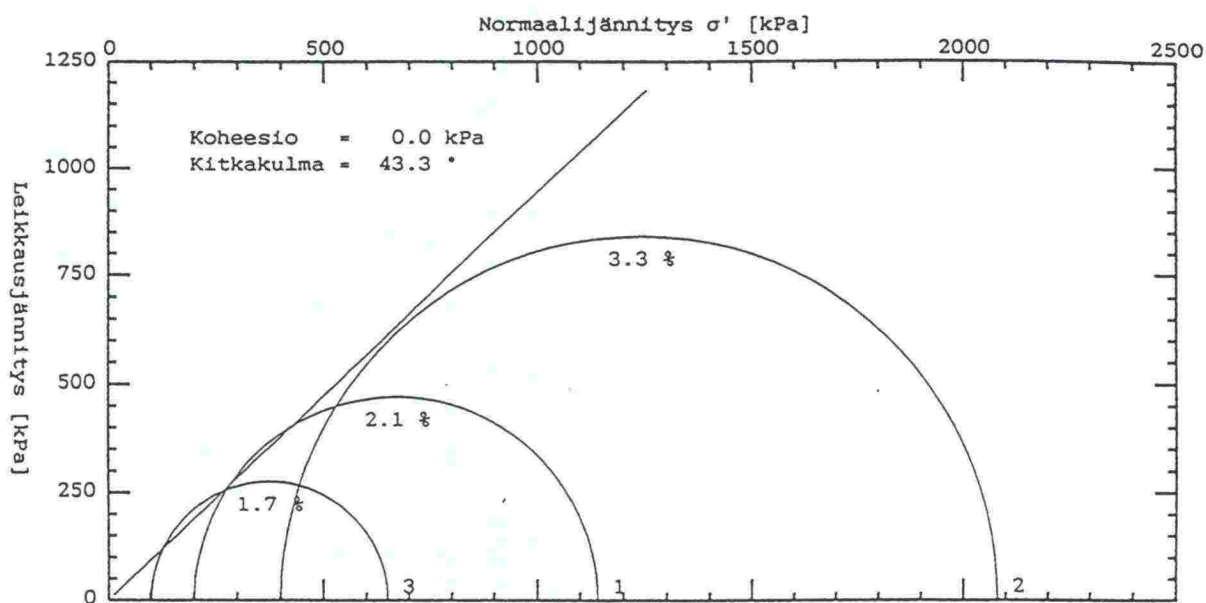
Elementtimallinnusten maaparametrien lähtöarvot määritettiin aiempien kantokyvykokeiden /16,19/ yhteydessä tehtyjen kolmiakselikokeiden tuloksista ja muodonmuutosmodulien osalta tasaisen maan koesarjan /19/ kuormitus - painuma -kuvaajista levykuormituskoetta mukaellen. Materiaa-

limalleissa käytettyjen kimmoisten, plastisten ja lujuusparametrien lähtöarvot eri tiiviyssasteissa on esitetty taulukossa 5.1.

Kimmoisista maaparametreista muodonmuutosmodulin E arvona soran eri tiiviyssasteissa käytettiin tasaisen maan koesarjan /19/ ympyräperustuksen kuormitus - painuma -kuvaajista määritettyjä arvoja (luku 4.2.3). Tiiviin soran mallinuksissa ($D = 95\%$) muodonmuutosmodulin arvo oli $E = 56,3$ MPa ja löyhän soran mallinuksissa ($D = 85\%$) $E = 19,9$ MPa.

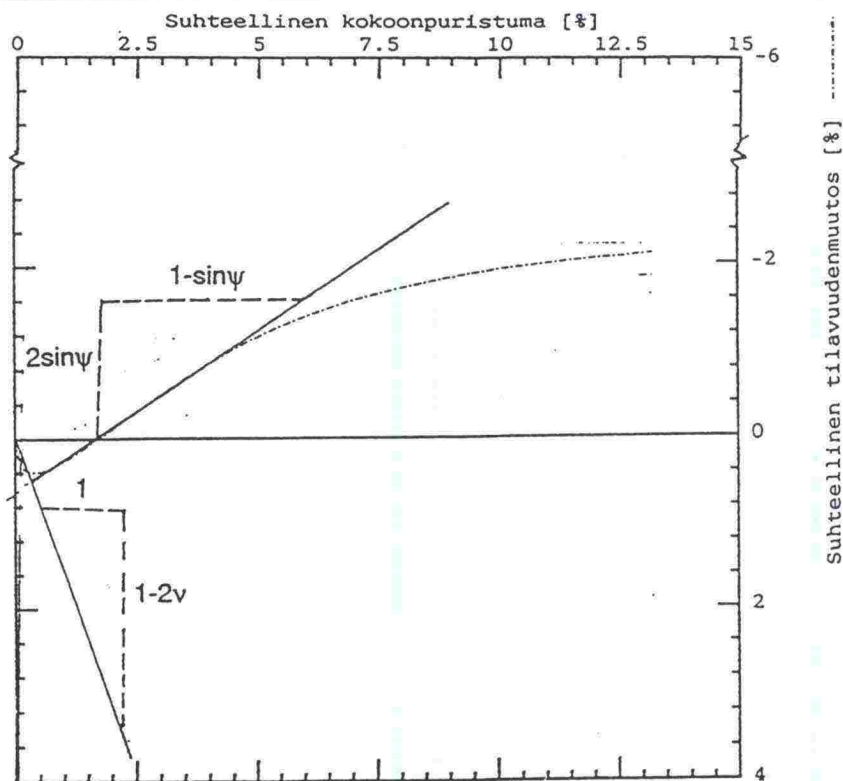
Poissonin luvun ν arvo tiiviille soralle määritettiin 200 kPa sellipaineessa tiiviyssasteessa $D = 97\%$ tehdyn kolmiakselikokeen kokoonpuristuma - tilavuudenmuutos -kuvaajalta kuvan 5.7 mukaisesti. Tiiviin soran Poissonin luvuksi saatiin $\nu = 0,19$. Löyhän soran Poissonin luvun lähtöarvona käytettiin samaa arvoa $\nu = 0,19$.

Lujuusparametrien lähtöarvot tiiviille soralle määritettiin tiiviyssasteessa $D = 97\%$ tehtyjen kolmiakselikokeiden tuloksista (kuva 5.6). Mallinuksissa **kitkakulman ϕ arvona** käytettiin $\phi = 44^\circ$. Löyhän soran kitkakulman arvona käytettiin lukua $\phi = 36^\circ$. Soralla **koheesio** oli $c = 0$ kPa.

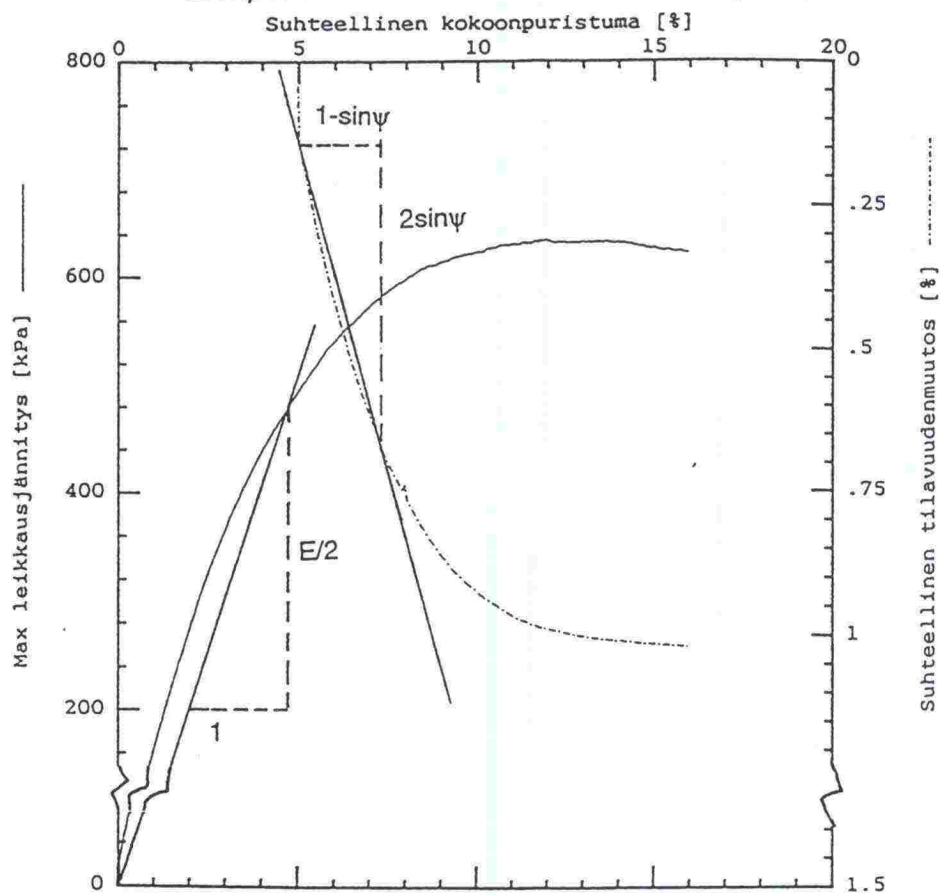


Kuva 5.6 Tiiviin soran kolmiakselikokeiden tulokset.

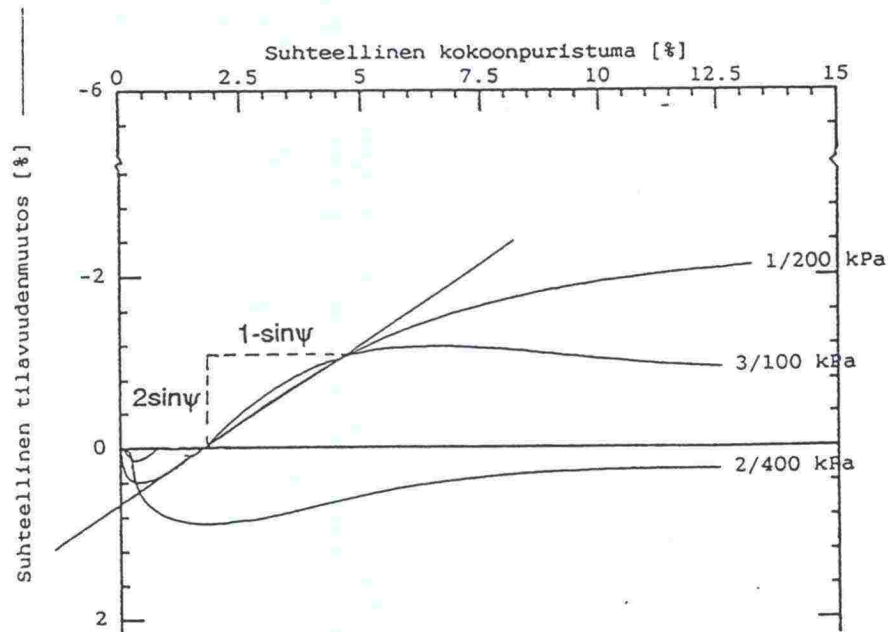
Plastisten maaparametrien lähtöarvot määritettiin kolmiakselikokeista saaduista kokoonpuristuma - tilavuudenmuutos -kuvaajista. Tiiviin soran **dilataatiokulman ψ arvo** määritettiin 200 kPa sellipaineessa tiiviyssasteessa $D = 97\%$ tehdystä kokeesta kuvan 5.7 mukaisesti. Tiiviin soran dilataatiokulman lähtöarvoksi määritettiin $\psi = 10,0^\circ$.



Kuva 5.7 Tiiviin soran dilataatiokulman ja Poissonin luvun määrittäminen 200 kPa sellipaineessa tehdyn kolmiakselikokeen kokoonpuristuma - tilavuudenmuutos -kuvaajalta ($D = 97\%$).



Kuva 5.8 Löyhän soran dilataatiokulman määrittäminen sellipaineessa 400 kPa tehdyn kolmiakselikokeen perusteella ($D\% = 84\%$).



Kuva 5.9 Tiiviin soran ($D\% = 97\%$) kolmella eri sellipaineella tehtyjen kolmiakselikokeiden kokoonpuristuma - tilavuudenmuutos -kuvaajat. Dilataatiokulmien arvot vaihtelevat välillä $6\ldots 16^\circ$.

Löyhän soran dilataatiokulma määritettiin tiiviysasteessa $D = 84\%$ ja sellipaineessa 400 kPa tehdyn kolmiakselikokeen kokoonpuristuma - muodonmuutos -kuvaajan perusteella (kuva 5.8). Kolmiakselikokeessa näytteen tilavuus pieneni ja määritetyn dilataatiokulman arvo muodostui negatiiviseksi. Löyhän soran dilataatiokulman arvoksi saatiin $\psi = -6,0^\circ$.

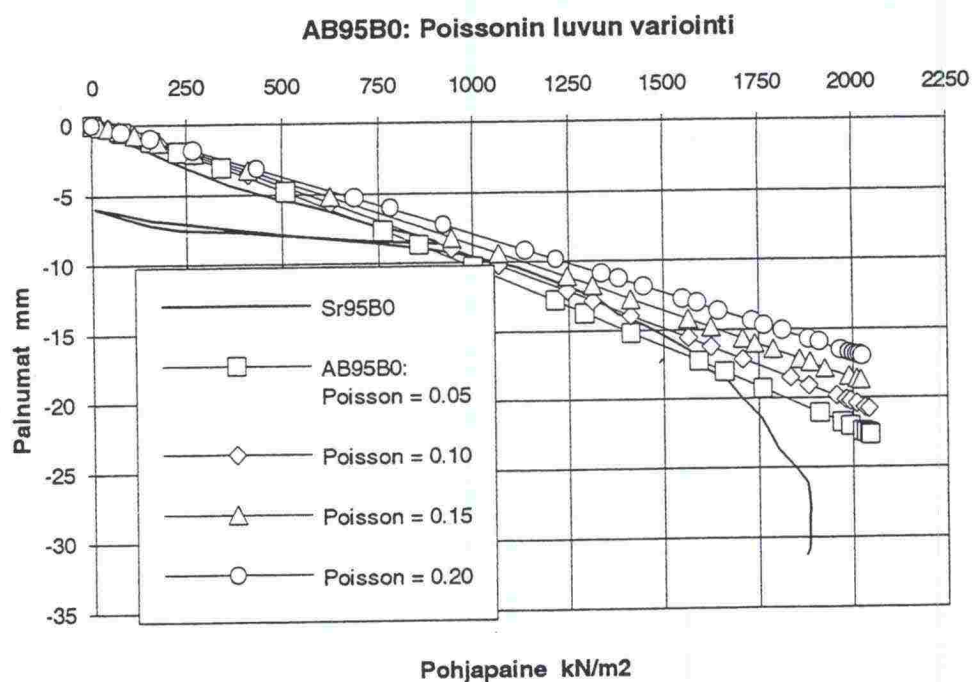
Yhden täsmällisen lukuarvon antaminen dilataatiokulmalle on vaikeaa, koska dilataatiokäyttäytyminen riippuu voimakkaasti maan tiiviiden ja maahan muodostuvan jännitystilän suhteesta. Kolmiakselikokeista määritettyjen muodonmuutosparametrien (ψ) arvot riippuivat käytetystä sellipaineesta. Tiiviin soran ($D = 97\%$) kokeissa sellipaineilla 100 - 400 kPa tehtyjen kokeiden kuvaajien perusteella dilataatiokulman vaihteluväliksi saatiin $16\ldots 6^\circ$ (kuva 5.9). Lisäksi kolmiakselikokeissa muodostuvien olosuhteiden ja kuormitettavassa maaperässä syntyvän todelliseen jännitys - muodonmuutos -tilan väliset erot lisäävät laboratoriokokeista saatujen dilataatiota kuvaavien arvojen virhettä.

Taulukko 5.1 Laboratoriokokeista määritetyt maaparametrien lähtöarvot.

LÄHTÖARVOT	Kimmoiset parametrit		Lujuusparametrit		Dilataatio kulma
	E	ν	φ	c	ψ
Tiiviysaste	[MPa]		[°]	[kPa]	[°]
D% = 95 %	56.3	0.19	44	0	10.0
D% = 85 %	19.9	0.19	36	0	-6.0

Kimmoisten parametrien **syötearvoina** käytettiin muodonmuutosmodulin E osalta lähtöarvoina annettuja lukuaroja (taulukko 5.1). Muodonmuutosmoduli pidettiin tiiviysastekohtaisena vakiona kaikissa suoritetuissa mallinnuksissa.

Poissonin luvun syötearvoina käytettiin lähtöarvoina annettuja lukuaroja (taulukko 5.1). Poissonin luvun vaikutusta mallinnusten painumiin ja murtokuormiin selvitettiin varioimalla koetta AB95B0 arvoilla $\nu = 0,05 \dots 0,20$ (kuva 5.10). Poissonin luvun arvo ei vaikuttanut juurikaan saatuihin murtokuormiin, sen sijaan muodostuvia painumia voitiin marginaalisesti pienentää kasvattamalla Poissonin lukua.



Kuva 5.10 Poissonin luvun variointi välillä 0,05...0,20 (AB95B0).

Lujuusparametreina ja plastisina muodonmuutosparametreina ABAQUS -ohjelman syötearvoina käytettiin kitkakulman φ , koheesion c ja dilataatiokulman ψ sijasta modifioituja arvoja β , d ja ψ' .

Sisäisen kitkakulman modifioitu arvo β saatiin määritettyjen kitkakulman arvojen (luku 4.2.2) avulla kaavasta /1/:

$$\tan \beta = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (84)$$

Koheesio c oletettiin soralla nollassi. ABAQUS -ohjelmassa Drucker-Prager -myötömallia käytettäessä koheesiolle on kuitenkin annettava positiivinen lukuarvo. Mitoituksissa koheesiona käytettiin nimellistä arvoa $c = 1,5$ kPa.

Koheesion arvona käytettävä modifioitu luku d saatiin tehokkaan koheesion c ja kitkakulman φ avulla kaavalla /1/:

$$d = c \cdot \frac{6 \cdot \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (85)$$

Koheesion merkitys laskennassa jäi pieneksi. Koheesiota c varioitiin välillä 0.01...3, mutta mitään muutosta saaduissa tuloksissa ei havaittu.

Modifioidun koheesion d ja modifioidun kitkakulman β avulla lasketaan *YIELD käskyn myötölujenemisparametrin syötearvo σ_c^0 :

$$\sigma_c^0 = \frac{d}{\left(1 - \frac{1}{3} \cdot \tan \beta\right)} \quad (86)$$

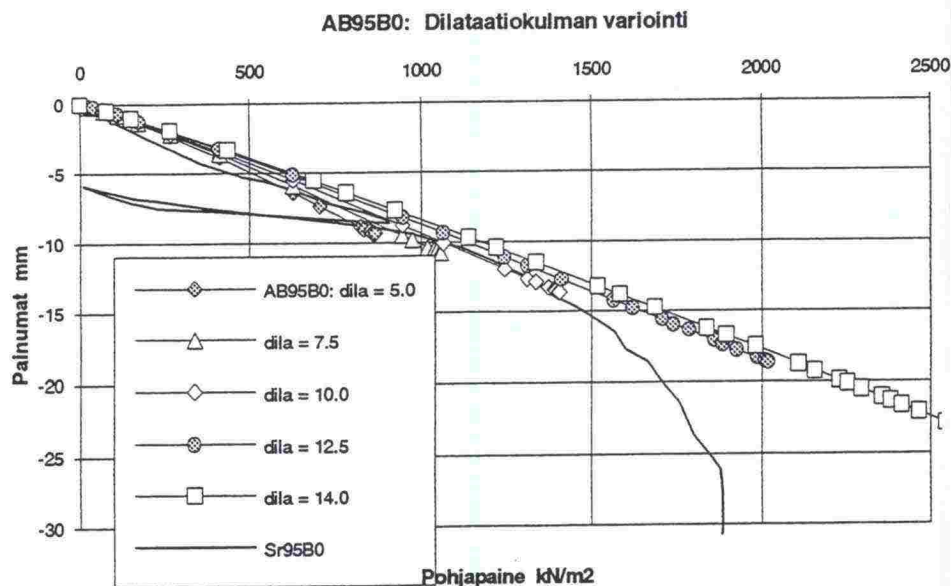
Dilataatiokulman modifioitu arvo ψ' saatiin materiaalille annetun dilataatiokulman (ψ) avulla kaavasta /1/:

$$\tan \psi' = \frac{6 \cdot \sin \psi}{3 - \sin \psi} \quad (87)$$

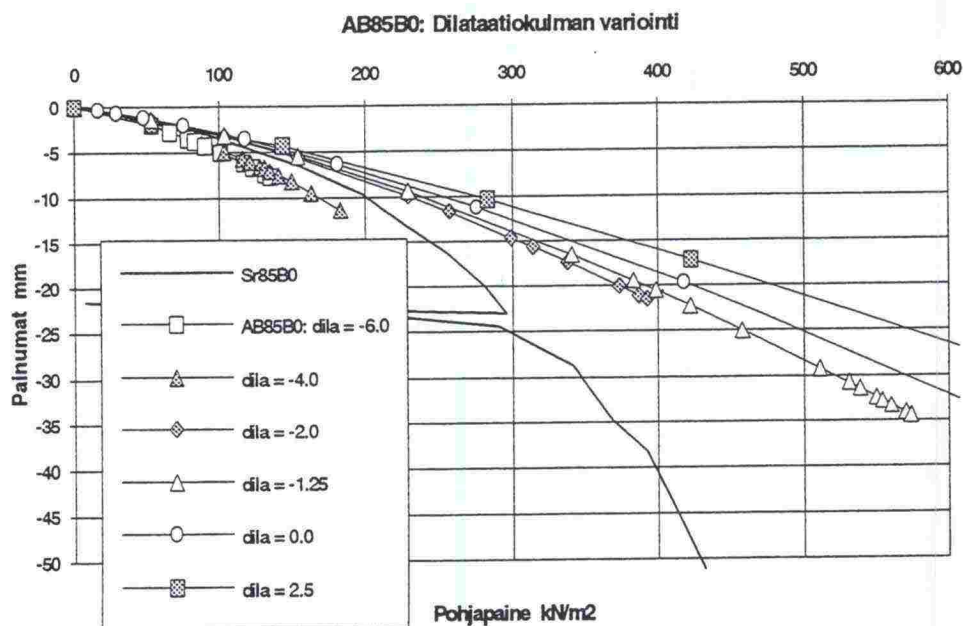
Käytetyssä materiaalimallissa dilataatiokulmalle annettiin koko kuormituksen ajan muuttumattomana pysyvä lukuarvo.

Dilataatiokulman vaikutusta mallinnusten tuloksiin selvitettiin varioimalla tiiviin soran tasaisen maan mallia AB95B0 arvoilla $\psi = 5...14^\circ$ ($\psi' = 10...27$) (kuva 5.11). Muut parametriarvot pidettiin vakioina. Dilataatiokulman kasvattaminen vaikutti mallin käyttäytymiseen jäykistävästi painumien ja saavutettujen murtokuormien osalta. Suurempi dilataatiokulma pienensi mallin anturan alapuolisten solmujen painumia ja kasvatti samalla saavutettuja murto-kuormia. Dilataatiokulman arvolla $\psi = 5^\circ$ murto tapahtui pohjapaineen ollessa 867 kN/m². Dilataatiokulman kasvattaminen arvoon $\psi = 14^\circ$ nosti

murtokuorman pohjapaineen 2650 kN/m^2 . Dilataatiokulman arvolla $\psi = 5^\circ$ murtokuormia vastaava anturapalkin pään painuma oli $9,3 \text{ mm}$ ja dilataatiokulmalla $\psi = 14^\circ$ painuma samalla pohjapaineella oli vain $7,5 \text{ mm}$.



Kuva 5.11 AB95B0: Dilataatiokulman variointi välillä $\psi = 5 \dots 14^\circ$.



Kuva 5.12 AB85B0: Dilataatiokulman variointi $\psi = -6 \dots 2,5^\circ$.

Löyhän soran dilataatiokulmaa varioitiin mallilla AB85B0 välillä $\psi = -6 \dots 2,5^\circ$ (kuva 5.12). Löyhällä soralla kuormitus - painuma -kuvaaja vastasi parhaiten kokeen kuviota negatiivisilla dilataatiokulman arvoilla. Dilataatiokulman

kasvattaminen nosti murtokuormaa ja pienensi painumia voimakkaammin kuin tiiviin soran malleissa. Dilataatiokulmalla $\psi = -6,0^\circ$ murto tapahtui pohjapaineella 167 kN/m^2 painuman ollessa $6,9 \text{ mm}$. Dilataatiokulmalla $\psi = 2.5^\circ$ murtokuormaa vastaava pohjapaineen arvo oli yli 1400 kN/m^2 ja painuma pohjapaineella 167 kN/m^2 vain $4,7 \text{ mm}$.

Taulukossa 5.2 on esitetty maamateriaalin laboratoriokokeista määritetyt parametrien lähtöarvot (E, ν, ϕ, c ja ψ) ja niitä vastaavat modifioidut syötearvot (β, d ja ψ'). Anturapalkin osalta on esitetty kaikissa mallinnuksissa käytetyn kimmomodulin (E) ja sitä vastaavan Poissonin luvun (ν) arvot.

Taulukko 5.2 ABAQUS -mallinnuksessa käytetyt materiaaliparametrien syötearvot ja niitä vastaavat lähtöarvot.

ABAQUS	Kimmoiset parametrit		Lujuusparametrit				Dilataatio kulma	
Materiaali tai tiiviysaste	E	ν	ϕ	β	c	d	ψ	ψ'
	[MPa]		[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]
D% = 95 %	56.3	0.19	44	61.0	1.5	3.0	10.0	20.0
D% = 85 %	19.9	0.19	36	55.6	1.5	3.0	-6.0	-12.0
Antura	210000	0.25	-	-	-	-	-	-

Drucker-Prager -mallin yhteydessä annettava parametri K on lukuarvo, joka määrää kolmannen deviatorisen jännitysinvariantin ja myödon välistä suhdetta. ABAQUS -käsikirjassa /1/ K :n arvon määrittämiseksi suositeltiin parametrin arvon kokeellista määrittämistä kolmiakselikokeista tai arvon karkeata arvoimista väliltä $0,8 - 1,0$. Mallinnuksissa K :n arvona käytettiin mahdollista minimiarvoa $0,79$.

ABAQUS -ohjelma laskee maaperän alkujännitystilän superpositioperiaatteen avulla ennen varsinaisten kuormitusaskelten aloittamista erillisenä prosessina. Alkujännitystilän ja siitä johtuvien muodonmuutosten määrittämiseen ohjelma tarvitsee maan tilavuuspainon γ ja lepopaine kertoimen K_0 avulla annetun *INITIAL CONDITIONS -käskyriivin. Pystyrivissä määrätyle pystysuuntaiselle mallileikkaukselle annetaan maan painosta johtuva paine $[N/m^2]$ leikkauksen ylä- ja alaosassa määritetyissä pisteissä $[m]$. Yläosan pintapaineessa annetaan myös mahdolliset maan pintaan ennen kuormitusta kohdistuvat voimat, kuten ilmanpaine. Lisäksi annetaan apusuurena materiaaliin liittyvä lepopaine kerroin. Alkujännitystilän käskyriivi mallileikkauksessa EP1 sijaitseville elementeille oli muotoa:

*INITIAL CONDITIONS, TYPE=STRESS, GEOSTATIC
EP1,pintapaine,pintapiste,pohjapaine,pohjapiste, K_0

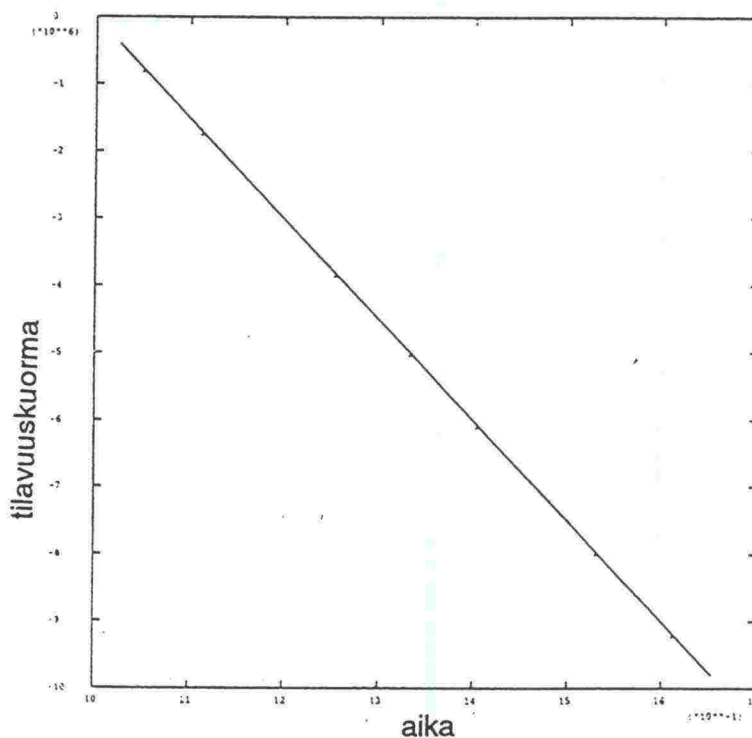
Maan tilavuuspaino γ riippui käytetystä soran tiiviysasteesta (luku 4.2.4). Tiiviysasteella 95% tilavuuspainona käytettiin arvoa $21,6 \text{ kN/m}^3$. Tiiviysasteella 85 % tilavuuspainon arvo oli $19,3 \text{ kN/m}^3$.

Lepopaine kertoimen K_0 arvo laskettiin Poissonin luvun avulla kaavasta (74).

5.1.5 Käytetty kuormitusmalli /1/

Anturan kuormitus toteutettiin kasvattamalla anturapalkin elementtien tilavuuspainoa. Tavoiteltu loppukuorma annettiin jaettuna anturan tilavuudelle z-suuntaan vaikuttavaksi tilavuuspainoksi, jolloin kuormitus saatiin vaikuttamaan tasaisesti anturan pohjan alalle ja suuntautumaan suoraan alaspäin.

Tilavuuskuorman kasvu tapahtui ajan suhteen lineaarisesti kuvan 5.13 mukaisesti.



Kuva 5.13 Kuormituksen aika - tilavuuskuorma -kuvaaja (AB95B0).

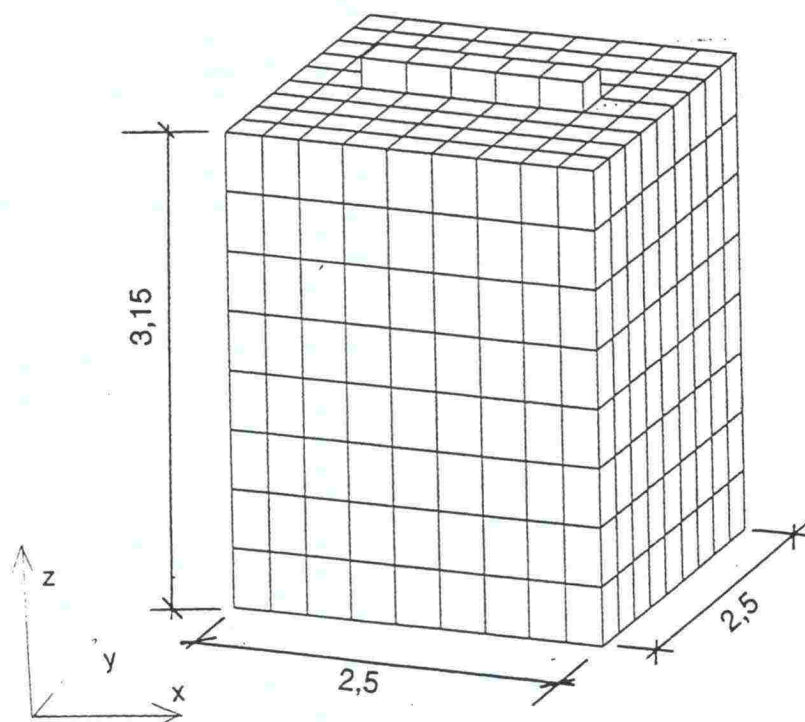
5.2 Tasaiselle maalle perustetut anturat

Tasaiselle maalle perustettujen maanvaraisten perustusten elementtimallinnuksen vertailumateriaalina käytettiin Rantaniemen kantokykykokeiden /19/ tuloksia kokeista Sr95B0 ja Sr85B0. Kokeiden anturana toimi teräspalkki, jonka pohjan ala oli $3,0 \times 1,5 \text{ m}^2$. Maamateriaalina käytettiin soraa tiiviysasteissa 95 % ja 85 %. Kokekuormitukset suoritettiin Tampereen teknillisen korkeakoulun Rakennuslaboratorion koekuopassa.

5.2.1 Mallinnus

Tasaiselle maalle perustettujen anturoiden mallinnuksessa käytettiin kahdeksan päällekkäistä C3D8 -elementtikerrosta käsittävää mallia, jonka vaakaleikkauksen mitat olivat $2,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}$ (kuva 5.6). Elementtimallin korkeus oli 3,15 metriä, jolloin yksittäisen elementtikerroksen korkeudeksi tuli 0,394 metriä. Anturaa mallinnettiin viidellä C3D8 -elementillä, joiden sijainti vastasi anturan sijaintia Rantaniemen kokeissa. Verkon elementtien kokonaismääräksi tuli 653 ja solmujen lukumääräksi 960. Vapausasteiden yhteismäärä oli 2772. Käytetyn verkon kuva ja päämitat on esitetty kuvassa 5.14.

Mallin maamateriaalina käytettiin luvun 5.1.3 mukaista Drucker-Prager -mallia, jonka parametrien lukuarvot eri tiiviysasteissa on esitetty taulukossa 5.2.



Kuva 5.14 Tasaisen maan perustusten mallinnuksessa käytetty elementtiverkko. Mallin sivumitat annettu metreinä.

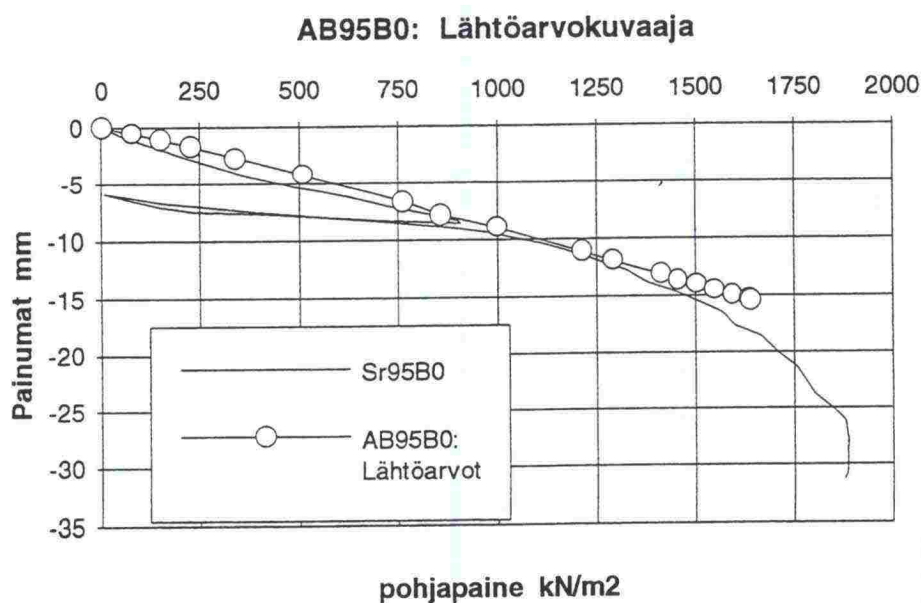
Lähtöarvoilla laskettujen tulosten pohjalta materiaaliparametrejä muuttamalla haettiin parhaiten kokeiden kuormitus - painuma -kuvaajia vastaavia mallinnustuloksia. Takaisinlaskennan perusteella haetut materiaaliparametrien arvot on esitetty taulukossa 5.3.

5.2.2 Tulokset

Elementtimallinnukset on nimetty tässä työssä aiemmin esitettyjen anturan kantokykykokeiden mukaisesti (luku 4.4.2). Kantokykykokeiden maamateriaalia merkitsevän etuliitteen Sr tilalle on ABAQUS -mallinuksissa vaihdettu etuliite AB. Esimerkiksi Rantaniemen tasaisen maan kantokykykoetta tiiviysasteella 85 % **Sr85B0** vastaava elementtimallinnus on nimetty koodilla **AB85B0**.

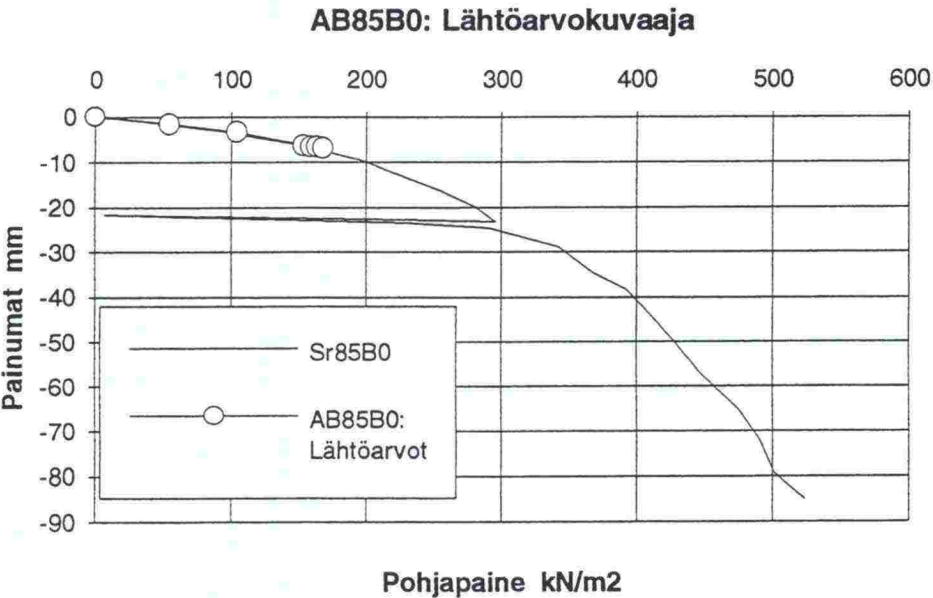
Elementtimallinuksista määritetty murtokuorma on viimeksi konvergoineen kuormitusaskeleen pohjapaine tai sen kuormitusaskeleen pohjapaineen arvo, jolla laskennan askelten (step) aikaväli pieneni alle 0,001 s.

Kuvassa 5.15 on esitetty lähtöarvoilla (taulukko 5.2) lasketun tiiviin soran mallin AB95B0 tulokset verrattuna kuormituskokeesta saatuun kuormitus - painuma -kuvaajaan. Käytetty malli maaparametrien lähtöarvoilla laskettuna antoi painumien osalta hyvän tuloksen, mutta murtokuorma jäi noin 15 % koekuormituksesta saatua pienemmäksi. Materiaaliparametrien arvoja dilataatiokulman ja Poissonin luvun osalta varioitiin paremman lopputuloksen saavuttamiseksi. Takaisinlaskennan tuloksena saadut arvot on esitetty taulukossa 5.3.



Kuva 5.15 Maaparametrien lähtöarvoilla (taulukko 5.2) lasketun mallin AB95B0 kuormitus - painuma -kuvaaja.

Kuvassa 5.16 on esitetty löyhän soran mallilla AB85B0 saatu kuormitus - painuma -kuvaaja käytettäessä laboratoriokokeista saatuja lähtöarvoja (taulukko 5.2). Lähtöarvoilla saadut tulokset poikkeavat suuresti kuormitus- kokeesta (Sr85B0) saaduista. Mallinnuksesta määritetty murtokuorma on 30 % kokeen murtokuormasta. Paremman tuloksen saamiseksi varioitiin mallin dilataatiokulmaa ja Poissonin lukua. Poissonin luvun pienentäminen kas- vatti painumia kuormituksen kestäessä ja kasvatti jonkin verran saatua murtokuormituksen arvoa. Lopullisissa mallinnuksissa dilataatiokulmaa va- rioitiin lähtöarvoja suuremmaksi, koska kolmiakselikokeiden kokoonpuristu- ma - tilavuudenmuutos -kuvaajien mukaisesti kuormituksen loppuvaiheessa dilataatiokulman arvo pienenee (löyhällä soralla kasvaa) voimakkaasti. Tä- mä johtuu kokoonpuristumisen suhteellisesta kasvusta tilavuuden kasvuun verrattuna. Lopullisessa mallinnuksessa käytetyt materiaaliparametrien ar- vot on esitetty taulukossa 5.3.



Kuva 5.16 Maaparametrien lähtöarvoilla (taulukko 5.2) lasketun mallin AB85B0 kuormitus - painuma -kuvaaja.

Taulukko 5.3 Tasaisen maan elementtimallinnuksessa käytetyt materiaaliparametrien arvot.

ABAQUS	Kimmoiset parametrit		Lujuusparametrit				Dilataatio kulma	
Materiaali tai tiiviysaste	E	v	φ	β	c	d	ψ	ψ'
	[MPa]		[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]
D% = 95 %	56.3	0.10	44	61.0	1.5	3.0	12.5	25.0
D% = 85 %	19.9	0.05	36	55.6	1.5	3.0	-1.25	-2.5
Antura	210000	0.25	-	-	-	-	-	-

Taulukkoon 5.4 on kerätty tasaisen maan perustusten elementtimallinnusten tulokset soran eri tiiviyssasteissa. Materiaaliparametrien arvoina on käytetty taulukon 5.3 mukaisia lukuja. Lisäksi taulukossa on annettu vertailuarvoina Rantaniemen kantokyvykokeiden /19/ tulokset (kokeet Sr85B0 ja Sr95B0). Elementtimallinnuksista on määritetty murtokuormat (q_M [kN/m²]), murtokuormia vastaavat painumat (s_M [mm]), sekä koekuormituksen mukaista pohjapainetta $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma vastaavat painumat ($s_{\frac{1}{2}M}$ [mm]). Rantaniemen koetuloksista on kerätty samat tiedot sarakkeisiin koe ja arvoja on vertailtu sarakkeissa m ($m = \text{koe}/\text{ABAQUS}$). Liitteessä 4 on esitetty yksittäisten elementtimallinnusten kuormitus - painuma -kuvaajat vertailtuna Rantaniemen koetuloksiin. Lisäksi liitteessä on esitetty anturan keskikohdalta määritettyjen kolmen ylimmäisen maaelementin (elementit 4038, 4039 ja 4040) z-suuntaiset muodonmuutokset (ϵ) mitattuina elementtien integraatiopisteestä 8. Liitteessä 4 on esitetty myös neljän kuormitus - painuma -kuvaajan avulla maaelementtien solmujen z-suuntaiset siirtymät [mm] liitteessä esitetyissä leikkauksissa.

Taulukko 5.4 Tasaisen maan perustusten elementtimallinnusten tulokset.

Tasainen	Koe	ABAQUS -mallinnus		Koe	ABAQUS -mallinnus	
maa	Sr85B0	AB85B0	m	Sr95B0	AB95B0	m
q_M	415	459	0.90	1870	1961	0.95
s_M	38	35	1.14	23	20	1.15
$s_{\frac{1}{2}M}$	10	10	1.0	9	9	1.0

Tasaisen maan mallinnoissa käytetyllä elementtiverkolla saadut tulokset vastasivat painumien osalta kohtuullisen hyvin kuormituskokeista saatuja arvoja. Tiiviin soran mallilla (AB95B0) painumat vastasivat hyvin kokeesta saatuja kuormitushistorian alusta pohjapaineen arvoon 80 % kuormituskokeen murtokuormasta. Kuormituskokeessa juuri ennen murtoa tapahtunutta jyrkkää painumien kasvua mallilla ei maan materiaalmallin elastisen perusluonteen takia saatu mallinnettua. Sen sijaan tiiviin soran mallin murtokuorma oli vain 5 % kokeesta määritettyä suurempi. Tuloksen saamiseksi maaparametrien lähtöarvoja oli muutettava lähinnä vain murtokuorman kasvattamiseksi. Dilataatiokulman kasvattaminen 2,5 asteella riitti tarvittavan liisäyksen saamiseen. Poissonin lukua samalla pienentämällä saatiin korvattua dilataatiokulman muutoksen aiheuttama painumien pieneminen. Maan pintatason solmujen pystysuuntaiset siirtymät eivät vastanneet kuormituskokeista saatuja maan pinnan muodonmuutoksia. Kuormituskokeessa mitattu maan pinnan nousu alkoi rajakuormalla $q = 280 \text{ kN/m}^2$ 0,3 m päässä anturapalkin pitkän sivun kyljestä. Samalla kohtaa sijainnut elementtimallinnuksen solmu painui tasaisesti alaspäin koko kuormituksen ajan (liite 4).

Löyhän soran mallilla (AB85B0) painumat vastasivat hyvin kokeesta saatuja kuormituksen alusta pohjapaineen arvoon 60 % kuormituskokeesta määri-

tetty murtokuorma. Pohjapaineen lähestyessä murtokuormaa mallinnuksesta saadut painumat jäivät selvästi kuormituskokeessa tapahtuneita pienemmiksi. Murtokuorman arvo oli 10 % kuormituskokeesta määritettyä murtokuormaa suurempi. Tuloksen saamiseksi lähtöarvojen dilataatiokulmaa oli pienennettävä voimakkaasti arvoon $\psi = -1,25^\circ$ asti. Negatiiviset dilataatiokulman arvot antoivat löyhän soran mallinnuksissa painumamuodostuksen suhteen parempia tuloksia. Poissonin luvun pienentäminen lähtöarvostaan kasvatti osaltaan saatuja painumia. Koekuormituksessa maan pinnan nousu alkoi 0,3 m päästä anturan pitkän sivun kyljestä kuormalla $q = 61 \text{ kN/m}^2$. Mallinnuksessa samalla kohtaa sijainnut pintasolmu alkoi pitkän painumavaiheen jälkeen kohota vasta lähellä murtokuormaa pohjapaineen ollessa $q \approx 380 \text{ kN/m}^2$ (liite 4).

5.3 Luiskan varaan perustetut anturat

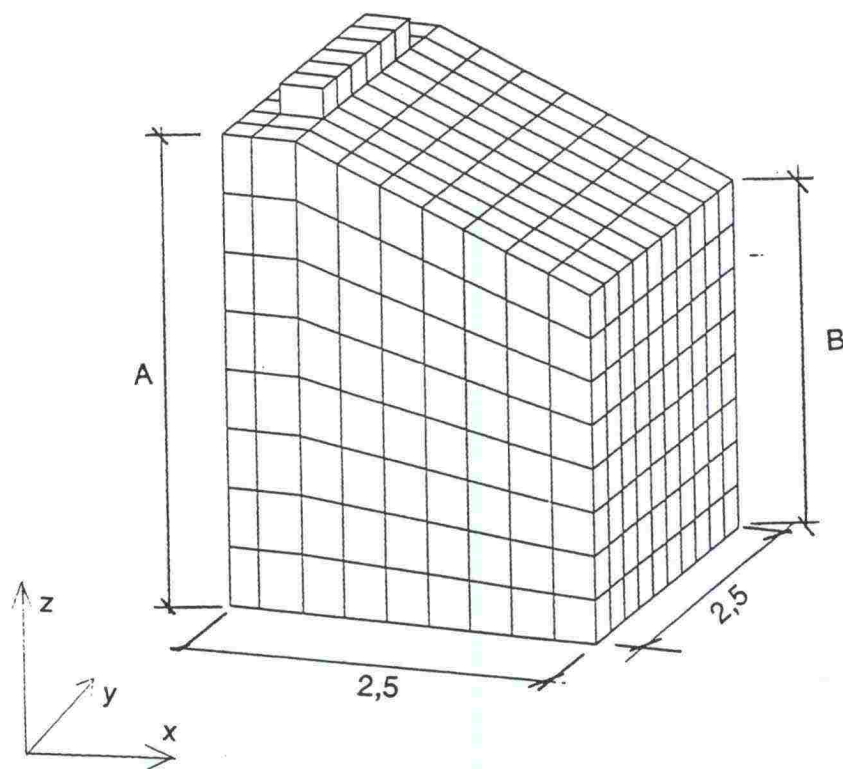
Luiskan varaan perustettujen anturoiden elementtimallinnuksen vertailumateriaalina käytettiin Kulmalan kantokykykokeiden /16/ tuloksia (kokeet Sr85B0L, Sr85B0K, Sr85B0J, Sr95B0L ja Sr85B0K). Kokeissa anturana toimi teräspalkki, jonka pohjan ala oli $0,3 \times 1,5 \text{ m}^2$. Maamateriaalina käytettiin soraa tiiviysasteissa 85 % ja 95 %. Koekuormitukset suoritettiin Tampereen teknillisen korkeakoulun Rakennuslaboratorioin koekuopassa.

5.3.1 Mallinnus

Luiskan varaan perustettujen anturoiden mallinnuksessa käytettiin kahdeksan päällekkäistä C3D8 -elementtikerrosta käsittävää mallia, jonka vaaka-leikkauksen mitat olivat $2,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}$. Elementtiverkon korkeus luiskan harjalla oli noin 3,205 metriä, jolloin yksittäisen elementtikerroksen korkeudeksi anturan alapuolella tuli 0,4 metriä (kuva 5.17). Luiskan alapään korkeus vaihteli luiskan kaltevuuden mukaisesti. Elementtiverkon mitat ja yksittäisten elementtikerrosten korkeus luiskan ylä- ja alapäässä eri luiskankaltevuuksilla on esitetty taulukossa 5.5 ja kuvassa 5.17.

Anturaa mallinnettiin kuudella C3D8 -elementillä, joiden sijainti vastasi anturan sijaintia Kulmalan kantokykykokeissa. Verkon elementtien kokonaismäärä oli 726 ja solmujen kokonaismäärä 1060. Vapausasteita mallissa oli yhteensä 3054.

Mallin maamateriaalina käytettiin luvun 5.1.3 mukaista Drucker-Prager -mallia, jonka maaparametrien arvot eri tiiviysasteissa on esitetty taulukossa 5.6.



Kuva 5.17 Luiskan varaan perustettujen anturoiden mallinnuksessa käytetty elementtiverkko.

Taulukko 5.5 Luiskan varaan perustettujen anturoiden mitat [m] eri luiskankaltevuuksilla.

Luiskan kaltevuus	A	B	A/8	B/8
15°	3.205	2.666	0.400	0.333
22.5°	3.205	2.376	0.400	0.297
30°	3.205	2.051	0.400	0.256

5.3.2 Tulokset

Taulukkoon 5.7 on kerätty luiskan varaan perustettujen anturoiden elementtimallinnusten tulokset soran eri tiiviyssasteilla. Taulukossa 5.6 on esitetty tiiviyssasteisiin liittyvät materiaaliparametrien arvot. Lisäksi taulukossa on annettu vertailuarvoina Kulmalan kantokykykokeiden /16/ tulokset vastaavista kokeista. Elementtimallinnuksista on määritetty murtokuormat (q_M [kN/m²]), murtokuormia vastaavat painumat (s_M [mm]), sekä koekuormituksen mukaista pohjapainetta $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma vastaavat painumat ($s_{\frac{1}{2}M}$ [mm]). Kulmalan koetuloksista on kerätty samat tiedot sarakkeisiin koe ja arvoja on vertailtu sarakkeissa m ($m = \text{koe}/\text{ABAQUS}$). Liitteessä 5 on esitetty yksittäis-

ten elementtimallinnusten kuormitus - painuma -kuvaajat vertailtuna Kulman koetuloksiin. Lisäksi liitteessä on esitetty anturan keskikohdan alapuolisten kolmen ylimmäisen maaelementin (elementit 4014, 4015 ja 4016) z -suuntaiset muodonmuutokset (ϵ) mitattuina elementtien integraatiopisteestä 8. Lisäksi liitteeseen 5 on kerätty koekohtaiset yksittäisten liitteessä esitettyjen solmujen pystysuuntaiset siirtymät pohjapaineen funktiona.

Luiskan varaan perustettujen anturoiden mallinnuksista saadut tulokset toimivat tiiviin soran malleilla selvästi paremmin kuin löyhän soran malleilla. Tiiviin soran mallien (AB95B0L, AB95B0K, AB95B0J) painumat vastasivat hyvin kuormituskokeista saatuja tuloksia.

Taulukko 5.6 Luiskan varaan perustettujen anturoiden elementtimallinnuksessa käytetyt materiaaliparametrien arvot.

ABAQUS	Kimmoiset parametrit		Lujuusparametrit				Dilataatio kulma	
Materiaali tai tiiviysaste	E	ν	ϕ	β	c	d	ψ	ψ'
	[MPa]		[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]
D% = 95 %	56.3	0.10	44	61.0	1.5	3.0	7.5	15.0
D% = 85 %	19.9	0.05	36	55.6	1.5	3.0	1.25	2.5
Antura	210000	0.25	-	-	-	-	-	-

Mallinnuksen AB95B0K selvästi kokeen tuloksia pienemmiksi jääneet painumat johtuivat kuormituskokeen alussa tapahtuneesta jyrkästä painumien kasvusta, joka kokeen kestäessä tasaantui (liite 5). Tiiviin soran mallinnusten painumakäyrät vastasivat lähes murtokuorman arvoon asti kokeiden painumia. Mallinnuksista saadut murtokuormat poikkesivat kokeiden arvoista 0...19 %. Loivan luiskan (AB95B0L) murtokuorma oli 10 % kokeen arvoa suurempi ja jyrkän luiskan (AB95B0J) 19 % kokeen arvoa pienempi. Tulokset saatiin käyttämällä dilataatiokulmaa $\psi = 7,5^\circ$ ja Poissonin lukua $\nu = 0,05$ (taulukko 5.6). Tasaisen maan mallinnuksista poiketen dilataatiokulmaa oli nyt lähtöarvoon nähden pienennettävä $2,5^\circ$, koska maaparametrien lähtöarvoilla saadut murtokuormat kasvoivat selvästi liian suuriksi. Mallinnuksissa luiskan pintasolmut painuivat alaspäin koko kuormituksen ajan (liite 5), eikä kuormituskokeiden rajakuormia vastaavia arvoja (maanpinnan nousu kokeissa alkoi pohjakuormalla $q \approx 600...300 \text{ kN/m}^2$) voitu määrittää pinnan muodonmuutosten avulla. Löyhän soran kokeissa mallit eivät käyttäytyneet tiiviin soran tavoin yhtenäisesti taulukon 5.6 materiaaliparametrejä käytettäessä. Materiaaliparametrit määritettiin loivan luiskan kokeen (AB85B0L) painumia vastaaviksi ottaen huomioon kuormituskokeista saatujen tulosten hajonta. Loivalla luiskalla painumat seuraavat kantokykykokeen (Sr85B0L) painumia tyydyttävästi aina kokeen murtokuormaan asti. Mallinnuksesta saatu murtokuorma on huomattavasti kokeen tulosta suurempi, mutta suhtautuu hyvin keskijyrkän luiskan mallinnuksesta (AB85B0K) saatuun murtokuorman arvoon ollen sitä noin 40 % suurempi. Keskijyrkän kokeen

AB85B0K murtokuorma on vain 7 % kantokykykokeesta (Sr85B0K) mitattua suurempi. Sen sijaan painumat kasvavat selvästi kokeen painumia suuremmiksi käytettäessä samoja materiaaliparametrejä kuin loivan luiskan mallinnuksessa. Murtokuormalla mallin painumat ovat 80 % kokeen painumia suuremmat. Loivan luiskan parametreiksi saatiin dilataation osalta $\psi = 1.25^\circ$ Poissonin luvun ollessa $\nu = 0,05$. Dilataatiokulma on selvästi lähtöarvoa pienempi, mutta huomattavasti suurempi kuin tasaisen maan mallinnuksessa. Tästä huolimatta painumat kasvavat luiskan jyrkentyessä selvästi kuormituskokeiden vastaavia suuremmiksi. Luiskan pintapisteiden painumat vastaavat tasaisen maan mallin pinnan käyttäytymistä. Painuminen pysähtyy vasta lähellä murtokuormaa, eikä rajakuormaa voida määrittää pinnan muodonmuutosten perusteella.

Taulukko 5.7 Luiskan varaan perustettujen anturoiden elementtimallinnusten tulokset ja vertailu Kulmalan kantokykykokeisiin /16/.

Luiskan	Koe	ABAQUS		Koe	ABAQUS		Koe	ABAQUS	
varaan	Sr95B0L	AB95B0L	m	Sr95B0K	AB95B0K	m	Sr95B0J	AB95B0J	m
q_M	1125	1255	0.90	737	735	1.00	483	403	1.19
s_M	15	14	1.07	15	8	1.88	10	5	2.00
$s_{1/2M}$	6	6	1.00	8	4	2.00	3	3	1.00

Luiskan	Koe	ABAQUS		Koe	ABAQUS	
varaan	Sr85B0L	AB85B0L	m	Sr85B0K	AB85B0K	m
q_M	272	475	0.57	326	349	0.93
s_M	22	33	0.67	14	25	0.56
$s_{1/2M}$	5	5	0.83	4	8	0.50

5.4 Luiskan suuntaisesti asetetut anturat

Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden elementtimallinnuksen vertailumateriaalina käytettiin aiemmin tässä diplomityössä esitettyjen kantokykykokeiden tuloksia (luku 4) kokeiden Sr95B0LL, Sr95B0KL, Sr85B0LL ja Sr85B0KL osalta.

5.4.1 Mallinnus

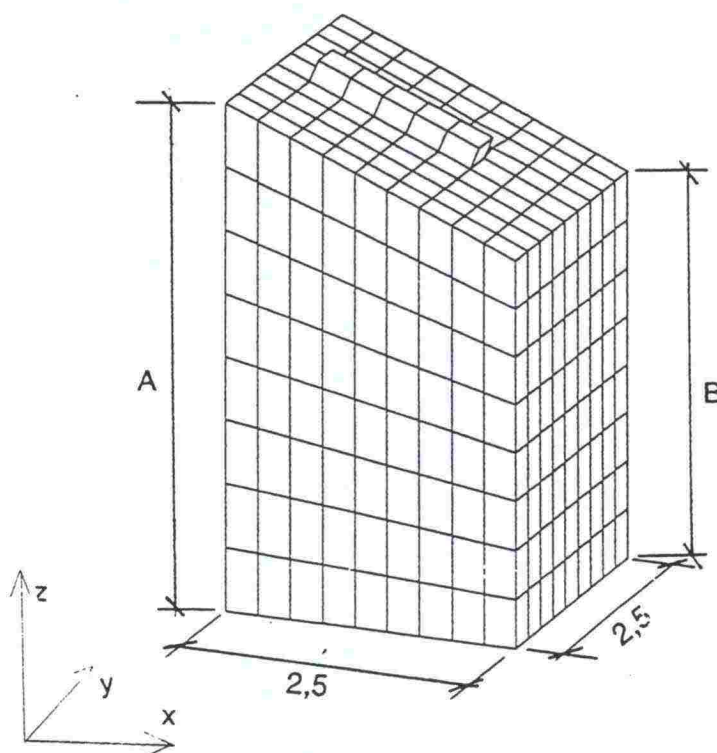
Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden mallinnuksessa käytettiin kahdeksan päällekkäistä C3D8 -elementtikerrosta käsittävää mallia, jonka vaakaleikkauksen mitat olivat 2,5 m \times 2,5 m (kuva 5.18). Elementtimallin korkeus vaihteli käytettävästä luiskankaltevuudesta riippuen. Anturaa mallinnettiin viidellä C3D8 -elementillä, joiden sijainti vastasi kantokykykokeiden

olosuhteita. Taulukossa 5.8 ja kuvassa 5.18 on esitetty käytettyjen elementtiverkkojen mitat eri luiskankaltevuuksilla.

Verkon elementtien kokonaismäärä oli 653 ja solmujen yhteismäärä oli 960. Muuttujia verkossa oli yhteensä 2772.

Mallin maamateriaalina käytettiin luvun 5.3.1 mukaista Drucker-Prager -mallia, jonka parametrien lukuarvot eri tiiviysasteissa on esitetty taulukossa 5.9.

Anturan liukumisesta johtuvien ongelmien välttämiseksi anturan ja luiskan yhteisten solmujen siirtymät on sidottu toisiinsa kaikissa vapausasteissa. Mallinuksissa ei käytetty interface -elementtejä.



Kuva 5.18 Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden mallinuksessa käytetty elementtiverkko.

Taulukko 5.8 Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden mallinuksessa käytettyjen verkkojen mitat [m] eri luiskankaltevuuksilla.

Luiskan kaltevuus	A	B	A/8	B/8
15°	4.200	3.502	0.525	0.438
22.5°	5.000	3.964	0.625	0.496

5.4.2 Tulokset

Taulukkoon 5.10 on kerätty luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden elementtimallinnusten tulokset tukemattomilla kuormitustapauksilla. Käytetyt materiaaliparametrit on esitetty *taulukossa 5.9*. Elementtimallinnuksista on määritetty murtokuormat (q_M [kN/m²]), murtokuormia vastaavat painumat (s_M [mm]), sekä koekuormituksen mukaista pohjapainetta $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma vastaavat painumat ($s_{\frac{1}{2}M}$ [mm]). Kantokykykokeiden tuloksista (*luku 4*) on kerätty samat tiedot sarakkeisiin koe ja arvoja on vertailtu sarakkeissa m (m = koe/ABAQUS).

Liitteessä 6 on esitetty yksittäisten elementtimallinnusten kuormitus - painuma -kuvaajat vertailtuna kantokykykokeiden tuloksiin. Lisäksi liitteessä on esitetty anturan keskikohdan alapuolisten kolmen ylimmän maaelementin (elementit 4030, 4031 ja 4032) z -suuntaiset muodonmuutokset (ϵ) mitattuina elementtien integraatiopisteestä 8. Lisäksi *liitteessä 6* on esitetty koe-kohtaisesti yksittäisten solmujen pystysuuntaiset siirtymät pohjapaineen funktiona.

Taulukko 5.9 Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden elementtimallinnuksessa käytetyt materiaaliparametrien arvot.

ABAQUS	Kimmoiset parametrit		Lujuusparametrit				Dilataatio kulma	
Materiaali tai tiiviysaste	E	ν	ϕ	β	c	d	ψ	ψ'
	[MPa]		[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]
D% = 95 %	56.3	0.10	44	61.0	1.5	3.0	7.5	15.0
D% = 85 %	19.9	0.05	36	55.6	1.5	3.0	-1.25	-2.5
Antura	210000	0.25	-	-	-	-	-	-

Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden elementtimallinnuksissa päästiin löyhän soran malleilla parempiin tuloksiin kuin tiiviin soran kokeissa. Elementtimallinnuksissa anturan päiden väliset painumaerot jäivät murto-kuormilla muutamaan millimetriin, kun ne koekuormituksissa olivat jopa 30 mm. Mallinnusten painumakuvaajat seurasivat molemmissa tiiviysasteissa paremmin kokeista mitattuja anturan yläpään painumia. Kokeiden alapään painumat olivat selvästi mallinnusten tuloksia suurempia, mistä johtuu murtokuorman painumien suuri ero *taulukossa 5.10*.

Taulukko 5.10 Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden elementtimallinnusten tulokset tukemattomilla kuormitustapauksilla.

Luiskan	Koe	ABAQUS		Koe	ABAQUS	
suunt.	Sr95B0LL	AB95B0LL	m	Sr95B0KL	AB95B0KL	m
q_M	1073	891	1.20	712	584	1.21
s_M	45	10	4.50	29	6	4.83
$s_{1/2M}$	9	5	1.80	6	4	1.50

Luiskan	Koe	ABAQUS		Koe	ABAQUS	
suunt.	Sr85B0LL	AB85B0LL	m	Sr85B0KL	AB85B0KL	m
q_M	284	298	0.95	154	169	0.91
s_M	30	20	1.50	48	11	4.36
$s_{1/2M}$	7	7	1.00	11	5	2.20

Tiiviin soran mallinuksissa (AB95B0LL ja AB95B0KL) murtokuorman arvot jäivät 20 % kuormituskokeista määritettyjä pienemmiksi. Mallin pintasolmut käyttäytyivät samoin kuin tasaisen maan ja luiskan varaan perustettujen anturoiden yhteydessä. Kaikki seuratut solmut painuivat alaspäin koko kuormituksen ajan (liite 6).

Löyhän soran malleilla murtokuormat vastasivat hyvin koekuormituksista määritettyjä. Loivan luiskan mallin (AB85B0LL) murtokuorma oli 5 % ja mallin AB85B0KL murtokuorma 10 % kantokykykokeen tulosta suurempi. Painumat seurasivat hyvin kokeista mitattuja anturan yläpään painumia, mutta kokeissa anturan alapään painumat kehittyivät jo kuormituksen varhaisessa vaiheessa mallinnusten painumia suuremmiksi. Seuratut mallin pintasolmut painuivat alaspäin, kunnes pohjapaine saavutti arvon $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma. Pohjapaineen arvot olivat kuitenkin selvästi koekuormituksista mitattuja raja-kuorman arvoja suuremmat.

5.5 Tulosten tulkinta ja vertailu

Maanvaraisten perustusten 3D -mallinnusten tavoitteena oli tutkia ABAQUS -analyysiohjelman soveltuvuutta anturoiden kantokyvyn laskennassa.

ABAQUS -ohjelman mallinuksissa käytettiin kitkamaalajeille tarkoitettua Drucker-Prager -mallia. Maamateriaalin tarvitsemina syötearvoina tarvittiin etukäteen laboratoriokokeista määritetyt kimmoiset parametrit kimmomoduli (E) ja Poissonin luku (ν), sekä muodonmuutoksia määrittävä dilataatiokulma (ψ).

ABAQUS -ohjelman syötearvoina tarvittavat materiaaliparametrit määritettiin kolmiakselikokeista ja muodonmuutosmodulien (E) osalta tasaisen maan

koesarjan /19/ yhteydessä ympyräperustuksen kuormitus - painuma -kuvaajista määritettyjä arvoja. Kimmoisista maaparametreista kimmomoduli ja Poissonin luku (ν) ovat maamateriaalin jännitys - muodonmuutos -tilasta riippuvia muuttuvia suureita, joiden kuormitettavan anturan alapuolisessa maassa mobilisoituvien tarkkojen lukuarvojen määrittäminen on erittäin vaikeaa. Mallinuksissa näiden syötearvoiksi oli kuitenkin annettava koko kuormitushistorian ajan vakiona pysyvät arvot. Pienentämällä muodonmuutosmoduleita lähtöarvoista voidaan paremmin mallintaa maan muodonmuutoksia kuormitusten loppuvaiheissa ja saada paremmin murtokuormien painumia vastaavia painumia. Kimmo-ominaisuuksiltaan lineaarisesti ja elastisesti käyttäytyvä Drucker-Prager -malli soveltuu paremmin kuormituksen alkuvaiheen painumien mallintamiseen. Tästä syystä muodonmuutosmoduleina käytettiin suoraan aiemmin kantokykykokeista määritettyjä soran tiiviysasteesta riippuvia arvoja ($D = 85 \% \Rightarrow E = 19,9 \text{ MPa}$, $D = 95 \% \Rightarrow E = 56,3 \text{ MPa}$).

Poissonin lukua lähtöarvoista pienentämällä voitiin muodostuvia painumia kasvattaa ja seurata tarkemmin koekuormituksista saatuja painuma -kuvaajia. Mallinuksien lähtöarvoksi määritelty Poissonin luvun arvo oli mitattu kolmiakselikokeiden kokoonpuristuma - tilavuudenmuutos -kuvaajilta mahdollisimman suureksi, joten arvon pienentäminen oli mahdollista. Murto-kuormaan luvun arvo ei juurikaan vaikuttanut. Poissonin lukua pienennettiin kaikissa suoritetuissa mallinuksissa. Tiiviysasteesta riippuvina arvoina käytettiin $85 \% \Rightarrow \nu = 0,05$ ja $95 \% \Rightarrow \nu = 0,10$.

Koheesion arvo pidettiin mallinuksissa olemattoman pienenä, eikä sillä ollut vaikutusta saatuihin tuloksiin.

Käytetyssä Drucker-Prager -mallissa dilataatiokulmalle annetaan vakioarvo, joka on voimassa, kun maapohjassa on saavutettu myötötila. Vakioarvon takia mallissa maan tilavuuden kasvu voi jatkua periaatteessa rajattomasti, mikä estetyn dilataation tapauksessa merkitsee myös maassa muodostuvien jännitysten kasvua. Todellisuudessa dilataatio ei maassa pysy vakiona, vaan se on maan muodonmuutostasosta ja jännitystilasta riippuva muuttuva suure. Dilataatiokulman arvo on suurimmillaan maan kokonaistilavuuden kasvaessa voimakkaasti suhteessa kokoonpuristumaan. Maaperässä tilavuuden kasvu ei kuitenkaan ole rajatonta, vaan kuormituksen jatkuessa kokonaistilavuuden kasvu suhteessa kokoonpuristumaan pienenee vähitellen, kunnes jäännöslujuuksilla dilataatiokulman arvo on lähes nolla. Tätä dilataation vähenemistä ja loppumista malli ei ota huomioon.

Dilataatiokulman lähtöarvot määritettiin kolmiakselikokeista saatujen kokoonpuristuma - tilavuudenmuutos -kuvaajien tangenttien avulla. Jo lähtöarvoja määritettäessä saadun dilataatiokulman arvo riippui voimakkaasti kolmiakselikokeessa käytetystä sellipaineesta. Tiiviin soran kolmiakselikokeen dilataatiokulma vaihteli välillä $6...16^\circ$ sellipaineen vaihdellessa välillä $400...100 \text{ kPa}$. Lisäksi dilataatiokulman arvo riippui siitä missä kuormituksen

vaiheesta kuvaajan tangentiaalinen dilataatiokulma määritettiin. Dilataatiokulman lähtöarvoina käytettiin tiiviillä soralla $\psi = 10^\circ$ ja löyhällä soralla $\psi = -6^\circ$.

Dilataatiokulman kasvattaminen jäykistää käytettyä mallia. Tiiviillä soralla tasaisen maan mallinnuksissa dilataatiokulman arvona käytettiin $\psi = 12,5^\circ$ ja luiskan varaan perustettujen ja luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden mallinnuksissa arvoa $\psi = 7,5^\circ$. Tämän perusteella dilataation vaikutus murtokuormaan saattaa luiskissa olla pienempi kuin tasaisella maalla. Käytetyt dilataatiokulman arvot ovat melko suuria verrattuna lähtöarvoksi määritettyyn lukuun $\psi = 10^\circ$, mutta jäävät selvästi lähtöarvojen vaihteluväliksi arvioidun $\psi = 6...16^\circ$ sisälle. Löyhällä soralla käytettiin lähellä nollaa olevia negatiivisia arvoja. Tasaisen maan perustusten ja luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden mallinnuksissa löyhän soran kuormituksissa tiivistyvän maan painumat seurasivat huomattavasti pitempään kokeista saatuja käytettäessä negatiivista dilataatiokulmaa. Tasaisella maalla ja luiskan suuntaisesti asetetuilla anturoilla käytettiin negatiivista arvoa $\psi = 1,25^\circ$. Luiskan varaan perustettujen anturoiden mallinnuksissa kantokykykokeiden tulosten hajonnasta johtuen dilataatiokulmana oli käytettävä pientä positiivista arvoa tyydyttävän tuloksen aikaansaamiseksi. Vain loivan luiskan tapauksessa (Sr85B0L) negatiivisella dilataatiokulmalla saatiin kohutuullinen tulos.

Tiiviin soran mallinnusten painumat poikkesivat koetuloksista merkittävästi vasta lähestyttäessä murtokuormaa. Mallinnuksista saadut murtokuorman arvot poikkesivat kokeiden tuloksista keskimäärin 10 %. Parhaat tulokset saatiin tasaisen maan mallilla AB95B0, joskin käytetty dilataatiokulman arvo ($\psi = 12,5^\circ$) oli muihin mallinnuksiin (muissa $\psi = 7,5^\circ$) nähden suuri. Luiskan varaan perustettujen anturoiden mallit (AB95B0L, AB95B0K ja AB95B0J) toimivat painumien kehittymisen osalta tyydyttävästi, mutta saaduissa murtokuorman arvoissa oli selvästi hajontaa. Loivan luiskan mallista (AB95B0L) saatu murtokuorma oli 10 % kokeen tulosta suurempi ja jyrkän luiskan (AB95B0J) murtokuorma lähes 20 % kokeen tulosta pienempi, kun maaparametrien syötearvot pidettiin samoina. Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden mallinnuksissa (AB95B0LL ja AB95B0KL) kokeissa tapahtunutta anturan epätasaista painumista ei onnistuttu mallintamaan. Elementtiverkko käyttäytyi liian jäykästi ja yhtenäisesti salliakseen anturapalkin alapään kokeissa tapahtuneet kymmeniä millimetrejä suuremmat painumat. Lisäksi mallin anturan alapinnan ja maanpinnan solmut oli kiinnitetty toisiinsa, eikä liukumaa luiskan suuntaisesti voitu ottaa huomioon. Luiskan suuntaisten mallinnusten murtokuormat jäivät 20 % kokeista mitattuja kuormia pienemmiksi. Kaikissa tiiviin soran kokeissa maaelementtien pintasolmut jatkoivat painumista koko kuormituksen ajan. Tosin pintasolmujen painumat olivat alusta lähtien pienempiä kuin syvemmillä sijaitsevilla solmuissa samoissa leikkauksissa, joissa painuminen jatkui voimakkaana kuormituksen loppuun asti.

Mallinnettaessa perustuksia tasaisella maalla löyhän soran varaan verkolla (Sr85B0) päästiin parhaaseen tulokseen. Painumia voitiin seurata melko tarkasti kuormituskokeen painumakuvaajan puoliväliin. Tasaisen maan mallissa käytettiin dilataatikulman arvoa $\psi = -1,25^\circ$. Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden mallinnukset (AB85B0LL ja AB85B0KL) käyttäytyivät painumien osalta huomattavasti luiskan varaan perustettuja paremmin. Dilataatikulmana käytettiin tasaisen maan tapaan arvoa $\psi = -1,25^\circ$. Tiiviillä soralla tehtyjen mallinnusten tavoin painumat seurasivat paremmin kokeista mitattuja anturan yläpään painumia. Kuormituskokeissa alapään painumat olivat murroksessa keskimäärin 20 mm mallinnusten tuloksia suurempia. Murtokuorman arvot vastasivat erittäin hyvin kokeista saatuja. Luiskan varaan perustettujen ja luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden mallinnuksissa maan tilavuuden kasvu on selvästi havaittavissa pintasolmujen siirtymistä.

6 JOHTOPÄÄTÖKSET

6.1 Luiskan suuntaisesti asetetut anturat

Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden kantokykykokeet käsittivät yhteensä 12 koetta, joissa maanvaraisesti asetettua teräsanturaa kuormitettiin hydraulisten tunkkien avulla 15°, 22.5° ja 30° luiskassa. Luiskat tiivistettiin sorasta tiiviysasteisiin 85 % ja 95 %. Anturan kuormitus suoritettiin anturan ollessa luiskassa sekä ilman tukea että alapäästään tuettuna. Kukin koetyyppi suoritettiin vain kerran, joten saatujen koetulosten sijoittumista mahdollisten toistettujen koesarjojen hajontaväleille voidaan vain arvailla. Varsinkin löyhällä soralla tehtyjen kokeiden tuloksia voidaan pitää korkeintaan suuntaa antavana.

Tiiviin soran koekuormituksista saatu anturan kantokyky on yksittäisten kokeiden osalta tarkka arvo, jonka määrittäminen kuormitus - painuma -kuvaajilta oli helppoa pohjapaineen saavuttaessa selkeästi maapohjan murtokuormituksen. Sen sijaan löyhän soran kokeista saadut murtokuormat ovat niiden määrittäytävasta johtuen tuloksinanvaraisia. Löyhien maakerrosten kantokyvyn määrittäminen on vaikeaa, koska maa-aines tiivistyy yleensä lisää anturan painuessa ja kantokyky kasvaa tiivistymisen myötä. Löyhällä soralla anturan painuminen jatkui varsinkin tuetuissa kuormitustapauksissa melko tasaisena pitkään murtokuormaksi annetun pohjapaineen arvon saavuttamisen jälkeen. Näissä tapauksissa murtokuorman määrittäminen painuma -kuvaajilta käyrän kulman muutoksen perusteella jättää mahdolliseksi haarukaksi jopa $\pm 50 \text{ kN/m}^2$, mikä vastaa tuetuilla kuormitustapauksilla 30 % virhettä annetuissa murtokuormituksissa.

Anturan painumat mitattiin koekuormituksista kohtisuorina painumina luiskan pintaa vasten ja vertailuja varten ne muutettiin laskennallisesti vertikaaliksi painumiksi. Tukemattomien kuormitustapausten yhteydessä pystysuorien painumien laskennassa ei otettu huomioon anturan liukumaa luiskan suunnassa.

Tukemattomien kuormitustapausten kuormitukset olivat tiiviillä soralla murtotilassa noin 95 % Kulmalan luiskan varaan perustettujen anturoiden kantokykykokeiden /16/ murtokuormituksista kaikilla luiskankaltevuuksilla. Murtokuormituksia vastaavat painumat olivat kuitenkin selvästi Kulmalan kokeissa mitattuja suurempia. Lisäksi luiskan suuntaisesti asetetut anturat painuivat huomattavan epätasaisesti erityisesti jyrkällä luiskalla alapään painuman ollessa murtokuormalla jopa 50 mm suurempi kuin yläpään.

Löyhällä soralla luiskan jyrkkeneminen pienentää murtokuormitusta voimakkaasti. Loivassa luiskassa (15°) saatu murtokuorma vastasi täysin Kulmalan vastaavalla luiskankaltevuudella saatua koetulosta, mutta jo 22.5° luiskalla luiskan suuntaisen anturan kantokyky oli enää alle puolet Kulmalan kokeen

tuloksesta. Jyrkällä luiskalla antura alkoi liukua jo ennen rajakuormituksen saavuttamista.

Tukemattomissa koekuormituksissa painumat pohjapaineiden arvoilla $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma jäivät kaikissa tapauksissa sallittujen painumien (10 mm) tasolle tai niitä alemmiksi.

Tukemattomien perustusten liukumien murtokuorman arvoilla riippuivat luiskankaltevuudesta. Jyrkkien luiskien kokeissa (Sr95B0JL ja Sr85B0KL) liukuma oli 50 mm ja loivien luiskien kokeissa (Sr85B0LL, Sr95B0LL ja Sr95B0KL) liukuma jäi välille 17...29 mm. Pohjapaineella $\frac{1}{2} \times$ murtokuorma liukuman arvot jäivät tiiviin soran jyrkän luiskankoetta lukuunottamatta 10 mm tai sitä pienemmiksi. Kokeella Sr95B0JL liukuma oli yli 20 mm.

Kantokyvykokeiden tulosten perusteella tukemattomia luiskankaltevasti asetettuja anturoita voidaan käyttää tukitelineperustuksina löyhästä sorasta ($D\% = 85\%$) muodostuvalla luiskalla luiskankaltevuuden ollessa 15° (1:3.7) tai sitä pienempi. Tällöin saavutettavat murtokuorman arvot vastaavat hyvin samanlaisten anturoiden kantokykyä luiskankalteen varaan perustettuina ja kantavuuden kokonaisvarmuuskertoimen ollessa 2 anturan painumat jäävät sallittujen painumien tasolle. Jyrkemmän kuin 15° luiskankalteen käyttäminen löyhällä soralla pienentää nopeasti saavutettavaa murtokuorman arvoa ja anturan liukumisen vaara kuormituksen kestäessä kasvaa nopeasti.

Soraluiskankalteen tiivistäminen parantaa anturoiden kantokykyä ja kasvattaa käyttökelpoista luiskankaltevuutta. Tiiviillä soralla ($D\% = 95\%$) luiskankaltevuudelle 22.5° (1:2.4) asti painumat ja anturan liukuma jäävät hyväksyttävälle tasolle kokonaisvarmuuskertoimen ollessa 2. Myös jyrkällä 30° luiskalla (1:1.7) saavutettava murtokuormituksen arvo vastaa samanlaisen luiskankalteen varaan perustetun anturan kantokykyä, mutta liukuma ja varsinkin anturan päiden painumaero kasvoi pohjapaineella $\frac{1}{2} \times$ murtokuormitus liian suureksi.

Tukemattomien luiskankaltevasti asetettujen anturoiden käyttämien tukitelineperustuksina löyhällä soraluiskalla onnistuu luiskankaltevuuteen 15° asti ja tiiviillä soraluiskalla luiskankaltevuuteen 22.5° asti kantavuuden kokonaisvarmuuskertoimen ollessa 2. Loivillakin luiskalla on kuitenkin otettava huomioon anturan liukuma luiskankalteen suuntaisesti ja anturan päiden epätasainen painuma.

Tuettujen kuormitustapausten tuloksia verrattiin Rantaniemen tasaisen maan kantokyvykokeiden /19/ tuloksiin. Löyhän soran kokeista määritetyt murtokuormitusten arvot olivat noin 70 % Rantaniemen kokeen (Sr85B0) murtokuormasta luiskankaltevuudesta riippumatta. Anturoiden painumat olivat kuitenkin huomattavasti Rantaniemen kokeiden painumia suurempia. Pohjapaineen arvolla $\frac{1}{2} \times$ murtokuormitus anturoiden maksimipainumat ylittivät reilusti sallitun painuman arvon (10 mm), kokeiden Sr85B0LLT ja

Sr85B0KLT osalta kaksinkertaisesti. Anturan päiden painumaero oli murtokuormituksilla korkeintaan 30 mm tuen alapäätä tukevasta vaikutuksesta johtuen.

Tiiviin soran tuetuilla kuormitustapauksilla anturoiden kantokyvyt vastasivat Rantaniemen kokeen tuloksia (Sr95B0). Tiiviilläkin soralla anturoiden painumat muodostuivat Rantaniemen koetta suuremmiksi ja pohjapaineella $\frac{1}{2} \times$ murtokuormitus painumat ylittivät kaikissa kokeissa sallitun painuman raja-arvon (10 mm). Anturan päiden painumaerot jäivät murtokuormituksilla korkeintaan 30 mm.

Tuettuja luiskan suuntaisesti asetettuja anturoita tukitelineperustuksina käytettäessä luiskan jyrkkyys ei vaikuta saavutettuihin murtokuorman arvoihin. Löyhällä soralla ($D\% = 85\%$) saavutettu murtokuorma on noin 70 % samanlaisen tasaiselle maalle perustetun anturan kantokyvystä ja tiiviillä soralla ($D\% = 95\%$) murtokuorma vastaa täysin tasaisen maan anturan kantokykyä. Painumat muodostuvat kuitenkin suuriksi ja kantavuuden kokonaisvarmuuskertoimen 2 käyttö antaa loppukuormalla reilusti sallitun painuman ylittäviä arvoja. Tuettujen anturoiden kokonaisvarmuuskertoimena tulisi käyttää vähintään lukua 3, jolloin tukitelineperustuksille sallittu painuma (10 mm) ei ylity.

Luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden kantokykykokeiden tuloksia verrattiin teoreettisilla kantavuuskaavoilla laskettuihin kantokyvyn arvoihin koikeita vastaavissa olosuhteissa.

Tukemattomien kuormitustapausten kantokyky määritettiin Brinch-Hansenin, Pohjarakennusohjeiden, DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden mukaisilla kantavuuskaavoilla käyttäen kolmea erilaista kerroinyhdistelmää.

Kun murtokuormat laskettiin käyttäen anturan muotokerrointa yhdessä anturan pohjan kaltevuuskertoimen ja luiskan kaltevuuskertoimen kanssa, kantavuuskaavojen sisäiset varmuudet kantokykykokeiden tuloksiin verrattuina kasvoivat huomattavan suuriksi. Brinch-Hansenin ja Pohjarakennusohjeiden mukaisten kantokykyjen sisäisten varmuuksien keskiarvo oli 13 ja DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden mukaisten kantokykyjen keskiarvo oli 9, kun keskiarvoluvuista on jätetty pois liukuneen kokeen Sr85B0JL tulos. Luiskan ja anturan pohjan kaltevuuskertoimien yhtäaikainen käyttäminen onkin samaan asiaan kohdistuvan redusoinnin tekemistä kahteen kertaan ja siten väärä laskentatapa.

Kantavuuskaavojen sisäisten varmuuksien keskiarvot putosivat, kun murtokuormat laskettiin käyttäen vain anturan muotokerrointa ja anturan pohjan kaltevuuskerrointa. Brinch-Hansenin ja Pohjarakennusohjeiden sisäisten varmuuksien keskiarvo oli 4 ja DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden sisäisten varmuuksien keskiarvo oli 3, kun liukuneen kokeen Sr85B0JL tulos on

jätetty pois. Luiskan jyrkkyys ei vaikuttanut merkittävästi sisäisten varmuuksien suuruuteen.

Tukemattomien kuormitustapausten kantokyvyt määritettiin myös Ballan teorialla käyttäen Kulmalan diplomityönsä /16/ yhteydessä määrittämiä luiskan kaltevuuskertoimia (k). Luiskan kaltevuuden (β) mukaiset Ballan tasaisen maan perustuksen kantokyvyn korjauskertoimet ovat:

$$\beta = 15^\circ \quad \Rightarrow \quad k = 0.55$$

$$\beta = 22,5^\circ \quad \Rightarrow \quad k = 0.40$$

$$\beta = 30^\circ \quad \Rightarrow \quad k = 0.30.$$

Ballan teorialla lasketut kantokyvyn sisäiset varmuudet vaihtelivat välillä 1,33...1,7 keskiarvon ollessa 1,5 (ilman koetta Sr85B0JL).

Tuettujen kuormitustapausten kantokyvyt määritettiin Brinch-Hansenin, Pohjarakennusohjeiden, DIN -normien, Tielaitoksen ohjeiden ja Ballan teorian mukaisilla kantavuuskaavoilla laskemalla teoreettiset kantokyvyt käytylle anturalle tasaiselle maalle perustettuna.

Käyttämällä kantavuuskaavoissa anturan muotokertoimia Brinch-Hansen ja Pohjarakennusohjeet antavat sisäisten varmuuksien keskiarvoksi löyhällä soralla 3 ja tiiviillä soralla 4. DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden mukaisen kantokykyjen sisäiset varmuudet koetuloksiin nähden löyhällä soralla oli 2 ja tiiviillä soralla 3.

Ballan teorialla laskettujen kantokykyjen sisäisten varmuuksien keskiarvot vaihtelivat välillä 0,97...1,60 kaikkien kokeiden keskiarvon ollessa 1,3. Löyhällä soralla keskiarvo oli 1,1 ja tiiviillä soralla 1,5.

Tukemattomien luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden teoreettisen kantokyvyn määrittämisessä Ballan teoria kerrottuna Kulmalan määrittämällä luiskan kaltevuuskertoimilla antaa tarkimmat tulokset. Ballan teorialla sisäisten varmuuksien keskiarvo on 1,5. Brinch-Hansenin ja DIN -normien kantavuuskaavoihin perustuvilla menetelmillä luiskan kaltevuuskertoimen käyttäminen yhdessä anturan pohjan kaltevuuskertoimen kanssa on turhaa, koska sisäiset varmuudet kasvavat yli 10.

Tuettujen anturoiden teoreettisen kantokyvyn laskennassa Ballan teoria antaa tarkimman tuloksen. Kantokyvyn arvot on laskettu tasaiselle maalle perustettuna anturana. Ballan teorialla laskettujen tulosten sisäisten varmuuksien keskiarvo on 1,3.

6.2 ABAQUS -ohjelman käyttö maanvaraisten perustusten 3D -mallinnuksessa

Maanvaraisten perustusten 3D -elementtimallinnukset suoritettiin FEM -menetelmään perustuvalle ABAQUS -analyysiohjelmalla (versio 5.3-1). Vertailumateriaalina käytettiin Rantaniemen /19/ ja Kulmalan /16/ diplomitöiden yhteydessä tehtyjen kantokykykokeiden tuloksia, sekä luiskan suuntaisesti asetettujen anturoiden osalta aiemmin tässä diplomityössä esitettyjä kantokykykokeiden tuloksia. Mallinnettava ympäristö oli TTKK:n Rakennuslaboratorion koekuoppa, mallinnettava maa-aines sora kahdessa eri tiivysasteessa ja mallinnettava antura 300 mm leveä teräspalkki.

Käytetyn verkon koossa pitäydyttiin vaakaleikkausten osalta kuopan todellisissa mitoissa (ala = 2,5 m × 2,5 m) ja syvyyssunnassa malli ulotettiin riittävän syvälle, jotta tapahtuvat muodonmuutokset ehtivät tasaantua ennen pystysuunnassa kiinnitettyä pohjaa. Sekä maata että anturapalkkia mallinnettiin 8 -solmuisilla lineaarisilla kuutioelementeillä, joiden kulmiin sijoituilla solmuilla oli kolme vapausastetta.

Verkon kuopan laitojen reunasolmut tuettiin paikoilleen kaikkien vapausasteidensa suhteen. Tämä jäykistää selvästi käytettyä mallia todelliseen kuormitustilanteeseen nähden ja estää maassa tapahtuvan dilataation syntymistä tehokkaammin kuin soran osittaiset sivuttaissiirtymät rajapinnalla sallivat betoniseinämät. Estetty dilataatio puolestaan lisää maaelementeissä muodostuvia jännityksiä ja kasvattaa saavutettuja murtokuorman arvoja.

Mallinnuksissa suoritettujen maaparametrien variointit ovat päteviä vain käytetyillä verkkotiheyksillä ja varsinkin käytetyillä elementtikerrosten korkeuksilla. Elementtikerrosten korkeutta muutamalla voitiin saavutettuja murtokuorman arvoja muuttaa huomattavasti. Sen sijaan painumien kehittymiseen elementtien korkeusvariointi ei juurikaan vaikuttanut.

ABAQUS -ohjelman lineaarisesti elastista Drucker-Prager -maamallia käytettäessä pystyttiin vertailukokeiden painuma -kuvaajia seuraamaan keskimäärin pohjapaineen arvoin ½ × murtokuorma. Tiiviin soran mallit toimivat löyhän soran malleja selvästi paremmin, kun käytetyt verkot pidettiin identtisinä.

Myös löyhän soran mallinnuksissa päästiin parhaaseen tulokseen tasaisella maalla (verkko AB85B0). Painumia voitiin seurata melko tarkasti kuormituskokeen painumakuvaajan puoliväliin. Mallilla loppuvaiheen painumat jäivät selvästi kokeen painumia pienemmiksi.

Löyhän soran kokeissa maaelementtien pintasolmut alkoivat nousta pohjapaineen ollessa keskimäärin arvossa ½ × murtokuorma. Syvemmällä sa-

moissa leikkauksissa olevat solmut jatkoivat painumista kuormituksen loppuun asti.

ABAQUS -mallit toimivat parhaiten tasaiselle maalle perustettujen anturoiden mallinnuksissa. Luiskan varaan perustettujen anturoiden mallinnus toimi hyvin tiiviillä soralla, mutta löyhän soran tuloksissa esiintyi koetuloksiin nähden liian suurta hajontaa. Luiskan suuntaisesti perustettujen anturoiden mallinnukset toimivat molemmilla tiiviysasteilla kohtalaisesti. Ongelmana oli luiskan liukumisen aiheuttamat ongelmat, jotka pakottivat anturan sitomiseen luiskan pintasolmuihin.

Drucker-Prager -malli toimi todellista maamateriaalia jäykemmin käytetyllä suhteellisen harvalla elementtiverkolla. Maassa dilataation aiheuttama tilavuuden kasvu näkyi mallin pintasolmuissa selvästi kokeissa havaittua maan pinnan nousua myöhemmin.

Käytettyjä materiaaliparametrejä on ainakin dilataatiokulman osalta varioitava kolmiakselikokeista määritetyistä lähtöarvoista. Syötearvona annettava dilataatiokulman arvo on oltava tiiviin soran mallinnuksissa laboratoriokokeista mitattua huippuarvoa jonkin verran pienempi. Tiiviillä soralla käytetyt dilataatiokulman arvot olivat 75 % kolmiakselikokeista mitattavista lähtöarvoista.

Löyhällä soralla tiivistyvän maan mallinnuksessa dilataatiokulmana on käytettävä negatiivista arvoa. Sellipaineessa 400 kPa tehdystä kolmiakselikokeesta määritetyllä negatiivisella lähtöarvolla ($\psi = -6^\circ$) murtokuormitukset jäivät kuitenkin liian pieniksi. Löyhällä soralla dilataatiokulman syötearvona tulisi käyttää pientä negatiivista arvoa ($\psi \approx -2...-1^\circ$). Dilataatiokulman vaikutus mallinnuksista saatuihin tuloksiin murtokuormien osalta oli erittäin suuri.

Kimmoisista parametreista kimmomodulina (E) voidaan käyttää suoraan kokeista määritettyjä arvoja. Poissonin lukuna (ν) käytettiin kolmiakselikokeiden kuvaajista määritettyä mahdollisimman pientä arvoa. Poissonin luvun vaikutus saatuihin tuloksiin jäi melko vähäiseksi.

Kitkakulmana voidaan tehtyjen mallinnusten perusteella käyttää suoraan kolmiakselikokeesta määritettyä arvoa. Koheesiona voidaan käyttää pientä positiivista lukua ilman että sillä olisi vaikutusta saatuihin tuloksiin.

Tarkemman mitoitusmallin kehittämiseksi olisi tutkittava tarkemmin käytetyn elementtiverkon tiheyden ja käytetyn dilataatiokulman yhteisvaikutusta saatuihin murtokuorman arvoihin. Lisäksi dilataatiokulman vaikutus murtokuormiin olisi tutkittava tilanteissa, joissa dilataatio pääsee vapaasti kehittymään maaperässä.

ABAQUS -ohjelmalla maanvaraisesti perustettujen anturoiden kolmiulotteisella mallinnuksella päästään sekä murtokuormien että painumien osalta

kohtuullisen tarkkoihin tuloksiin. Edellytyksenä on käytettyjen materiaali-parametrien tarkka määrittäminen, käytetyn verkon riittävä tiheys ja laajuus sekä verkon reunojen mallintaminen olosuhteita vastaaviksi.

KIRJALLISUUSLUETTELO

- /1/ ABAQUS. 1992. User's Manual. Version 5.2. Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc.
- /2/ Balla, A. 1962. Bearing Capacity of Foundations. In: Journal of the Soil Mechanics and Foundations division. Vol. 88. October 1962, No SM 5.
- /3/ Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and Design. 4th edition. McGraw - Hill International Editions. Civil Engineering series. s. 179 - 219. ISBN 0-07-006776-7.
- /4/ Britton and Gunn. 1987. Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements. Ellis Horwood Limited 1987.
- /5/ Chen, C. N. 1992. Elasto - Plastic Constitutive Relation. In: Computers & Structures. Vol. 44 1992. No 1/2. s. 125 - 132.
- /6/ De Josseling de Jong. 1976. G. Rowe's Stress - Dilatancy Relation Based on Friction. In: Géotechnique. Vol. 26 1976. No 3. s. 527 - 534.
- /7/ Desai, Chandrakant S. , John, F. Abel. 1972. Introduction to the Finite Element Method for Engineering Analysis. Litton Educational Publishing Inc. 1972. s. 314 - 345.
- /8/ DIN 4017. 1988. Grundbruchberechnungen von lotrecht Mittig Belasteten Flachgründungen (entwurf). Deutsches Institut für Normung. Dezember 1988. s. 11.
- /9/ Eurocode 7 Part 1. Geotechnical Design, General Rules (working document). CEN - European Committee for Standardization. s. 114.
- /10/ Faruque, M. Omar. 1987. A third Invariant Dependent Cap Model for Geological Materials. In: Soils and Foundations. Vol. 27 June 1987. No. 2. s. 12 - 20.
- /11/ Hakala, Matti K. 1984. Lujuusopin elementtimenetelmä. 456 Otakustantamo. Espoo. s. 13 - 379. ISBN 951-671-285-1
- /12/ Hansen, J. Brinch. 1961. A General Formula for Bearing Capacity. Danish Technical Institute (Bulletin no. 11). Copenhagen 1961. s. 38 - 46.

- /13/ Hansen, J. Brinch. 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Danish Technical Institute. (Bulletin no. 28). Copenhagen 1970. s. 5 - 11.
- /14/ Holland, Ivar.Bell, Kolbein. 1970. Finite Element Methods in Stress Analysis. Second printing. Tapir, the Technical University of Norway 1970. s. 3 - 93, 333 - 450.
- /15/ Huang, Tien-Kuen. Chen, Wai-Tah. 1990. Simple Procedure for Determining Cap - Plasticity - Model Parameters. In: Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 116 Mar. 1990. No. 3. s. 492 - 513.
- /16/ Kulmala, Hannele. 1994. Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn. Diplomityö 1994. Tampereen Teknillinen korkeakoulu.
- /17/ Plaxis. 1993. Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity. Version 5.0. A. A. Balkema. Rotterdam, Netherlands 1993.
- /18/ Rantamäki, M. 1987. Geotekniikka. 6. painos. Vaasa OY. 464 Otakustantamo. s. 71 - 224. ISBN 951-671-342-4.
- /19/ Rantaniemi, Minna-Liisa. 1993. Tukitelineperustusten kantokyky. Diplomityö 1993. Tampereen Teknillinen korkeakoulu.
- /20/ RIL 95. 1974. Pohjarakennus. K. J. Gummerus OY. Jyväskylä 1974. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. ISBN 951-758-003-7.
- /21/ RIL 121. 1989. Pohjarakennusohjeet. Vammalan kirjapaino. Vammala 1989. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- /22/ RIL 157-1. 1985. Geomekaniikka I. Otapaino. Espoo. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. ISBN 951-758-086-X.
- /23/ RIL 157-2. 1990. Geomekaniikka II. Vaasa OY. Vaasa. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. ISBN 951-758-213-7.

- /24/ Smith, J. M. 1982. Programming the Finite Element Method. John Wiley & Sons Ltd. s. 138 - 159. ISBN 0 471 28003 8.
- /25/ Tielaitos, tiehallitus sillansuunnittelu 1991.
Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa. Helsinki 1991.
- /26/ Trauner, Ludvik. 1994. Rigid Block in Non-Homogenous Soil. In: COST Project C1: 'Semi-Rigid Behaviour'. Prague 1994. Steel & Composite Group. s. 9.
- /27/ Troxler 3430. 1991. Käyttöohjekirja. North Carolina U.S.A. huhtikuu 1991. Troxler Electronics laboratories Inc. s. 54.
- /28/ Zienkiewicz, O. C. Taylor, R. L. 1989. The Finite Element Method. Volume 1: Basic Formulation and Linear Problems. McGraw - Hill. 648 s. ISBN 0-07-084174-8.
- /29/ Z_SOIL.PC. User Manual. Version 2.1. Lausanne, Switzerland. Zace Services Ltd.

LIITTEET

1. Luiskun suuntaisesti asetettujen anturoiden kantokykykokeiden tulokset.

Käytetyt lyhenteet:

q_M = kokeesta määritetty murtokuorma pohjapaineena [kN/m^2]

q_R = koetuloksista piirretyistä kuormitus - painuma -kuvaajista määritetty rajakuorma pohjapaineena [kN/m^2]

$D\%$ = Troxler - ja vesivolymetrikokeilla määritettyjen maapohjan tiiviysasteiden koekohtaiset keskiarvot. stdev = tiiviyskokeiden keskihajonta.

$w\%$ = Troxler - ja vesivolymetrikokeista määritettyjen maapohjan vesipitoisuuksien koekohtaiset keskiarvot. stdev = vesipitoisuuksien keskihajonta.

2. Luiskun suuntaisesti asetettujen anturoiden kantokykykokeiden vertailut teoreettisilla kantavuuskaavoilla laskettuihin tuloksiin.

3. Tasaisen maan perustusten 3D -mallinnusten tulokset.

Käytetyt lyhenteet:

Murtokuorma = Kantokykykokeesta määritetty murtokuorma pohjapaineena [kN/m^2] ja ABAQUS -ajosta määritetty murtokuorma pohjapaineena [kN/m^2]

s_M = Murtokuorman arvoja vastaavat painuman maksimiarvot [mm]

$s_{1/2M}$ = Pohjapainetta $\frac{1}{2} \times$ kantokykykokeesta määritetty murtokuorma vastaavat painuman maksimiarvot [mm]

q = Kantokykykokeiden ja ABAQUS -ajojen tulokset

m = Kantokykykokeiden ja ABAQUS -ajojen tulosten vertailu ($m = \text{koe/ABAQUS}$).

4. Luiskun varaisten perustusten 3D -mallinnusten tulokset.

Käytetyt lyhenteet kuten liitteessä 3.

5. Luiskun suuntaisten perustusten 3D-mallinnusten tulokset.

Käytetyt lyhenteet kuten liitteessä 3.

Sr85B0LLT:

qM=282 kN/m2
qH=232 kN/m2

qR=67 kN/m2

Tiiviysasteet:

Volymetri
D%=88.9 %
stdev=4.48

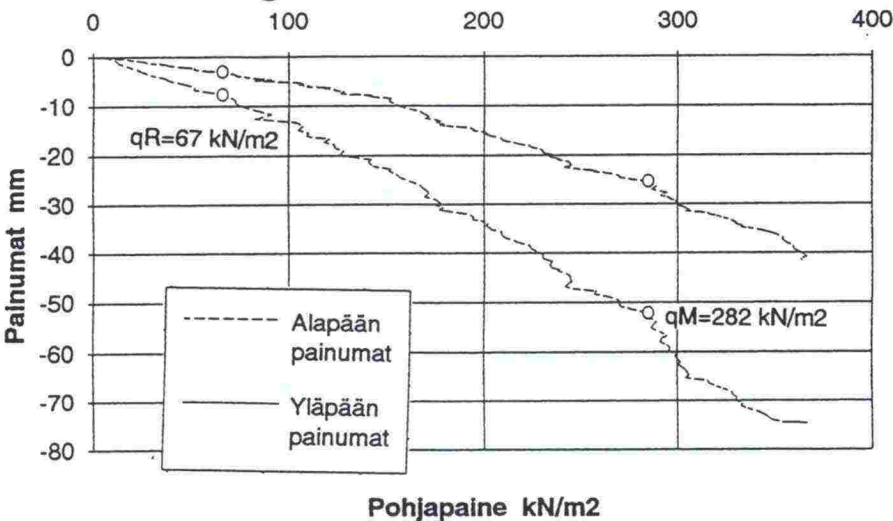
Troxler
D%=86.64 %
stdev=1.36

Vesipitoisuus:

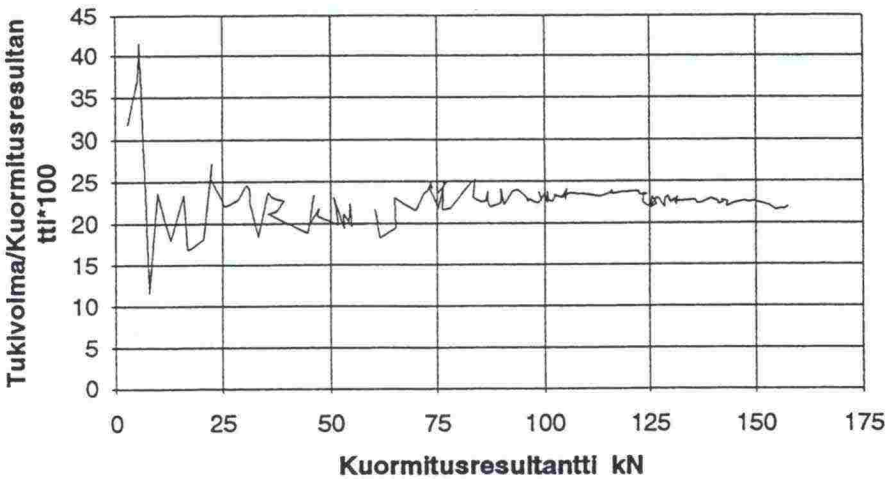
w%=2.81 %
stdev=0.37

w%=3.0 %
stdev=0.27

Sr85B0LLT: Anturan painumat Tiiviysaste 85 %, Luiskankaltevuus 15, Tuettu



Sr85B0LLT: Tukivoiman suhde kuormitusresultanttiiin



Sr85B0KLT:

$q_M = 312 \text{ kN/m}^2$
 $q_H = 238 \text{ kN/m}^2$

$q_R = 86 \text{ kN/m}^2$

Tiiviysasteet:

Volymetri
 $D\% = 88.13 \%$
 $\text{stdev} = 3.54$

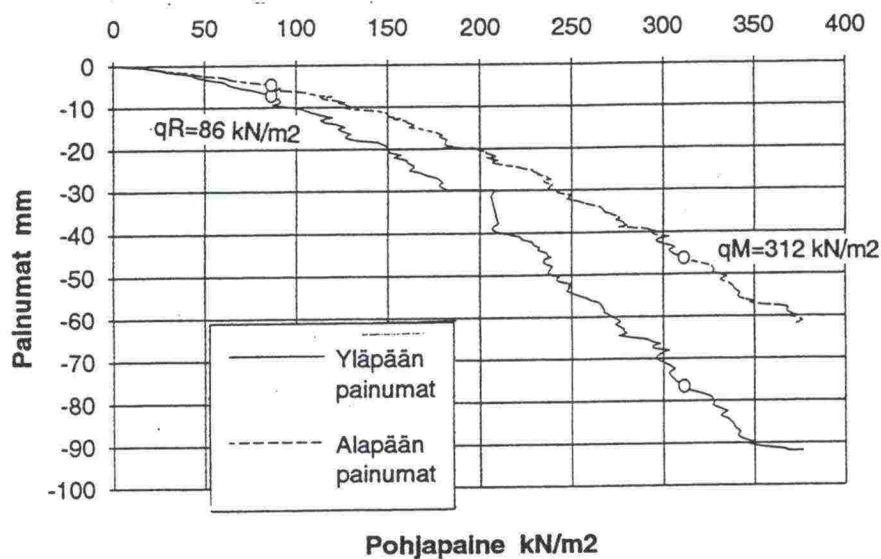
Troxler
 $D\% = 89.38 \%$
 $\text{stdev} = 1.23$

Vesipitoisuus:

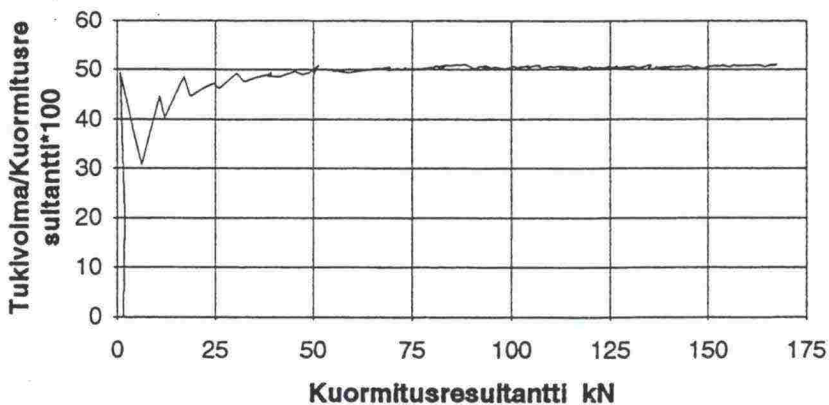
$w\% = 3.36 \%$
 $\text{stdev} = 0.63$

$w\% = 2.99 \%$
 $\text{stdev} = 0.38$

Sr85B0KLT: Anturan painumat Tiiviysaste 85 %, Luiskankaltevuus 22.5, Tuettu



Sr85B0KLT: Tukivoiman suhde kuormitusresultanttiin Tiiviysaste 85 %, Luiskankaltevuus 22.5, Tuettu



Sr85B0JLT:

$q_M=327 \text{ kN/m}^2$
 $q_H=327 \text{ kN/m}^2$

$q_R=120 \text{ kN/m}^2$

Tiivysasteet:

Volymetri
 $D\%=89.95 \%$
 $\text{stdev}=3.37$

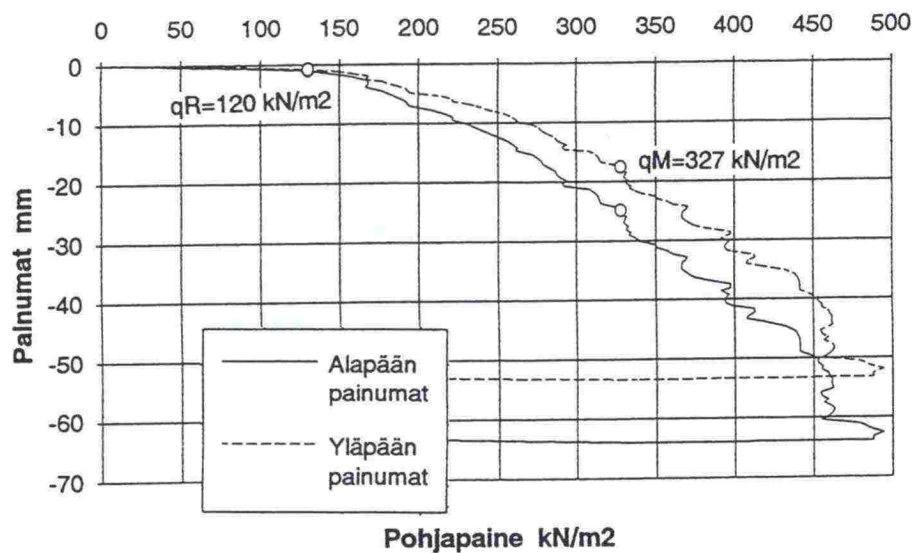
Troxler
 $D\%=88.00 \%$
 $\text{stdev}=1.30$

Vesipitoisuus:

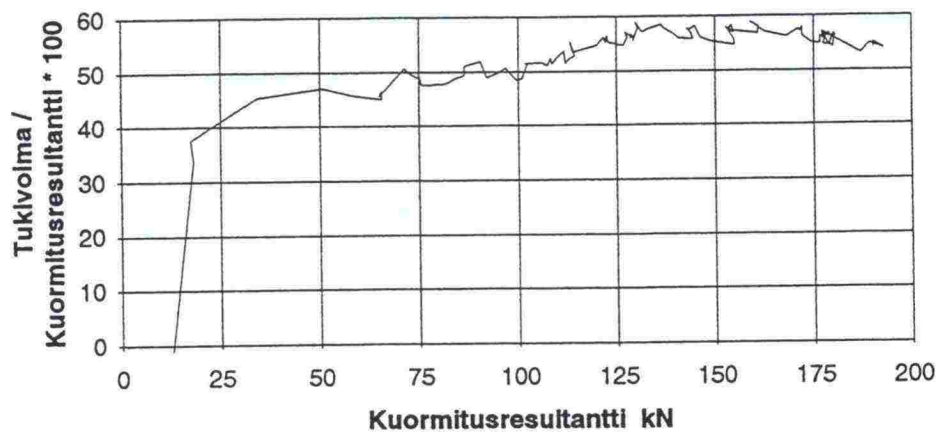
$w\%=2.31 \%$
 $\text{stdev}=0.52$

$w\%=2.64 \%$
 $\text{stdev}=0.32$

Sr85B0JLT: Anturan painumat Tiivysaste 85 %, Luiskankaltevuus 30, Tuettu



Sr85B0JLT: Tukivoiman suhde kuormitusresultanttiin Tiivysaste 85 %, Luiskankaltevuus 30, Tuettu



Sr85B0LL:

$q_M=284 \text{ kN/m}^2$
 $q_H=270 \text{ kN/m}^2$

$q_R=61 \text{ kN/m}^2$

Tiivysasteet:

Volymetri
 $D\%=91.9 \%$
 $\text{stdev}=2.92$

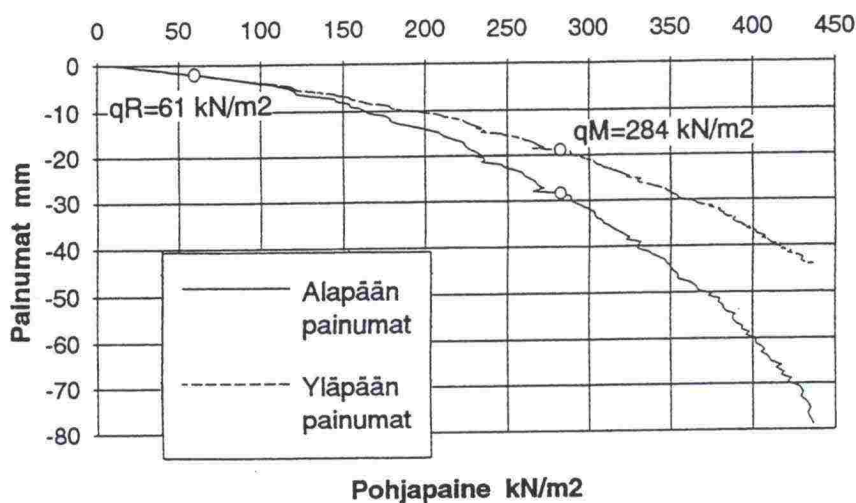
Troxler
 $D\%=88.4 \%$
 $\text{stdev}=2.74$

Vesipitoisuus:

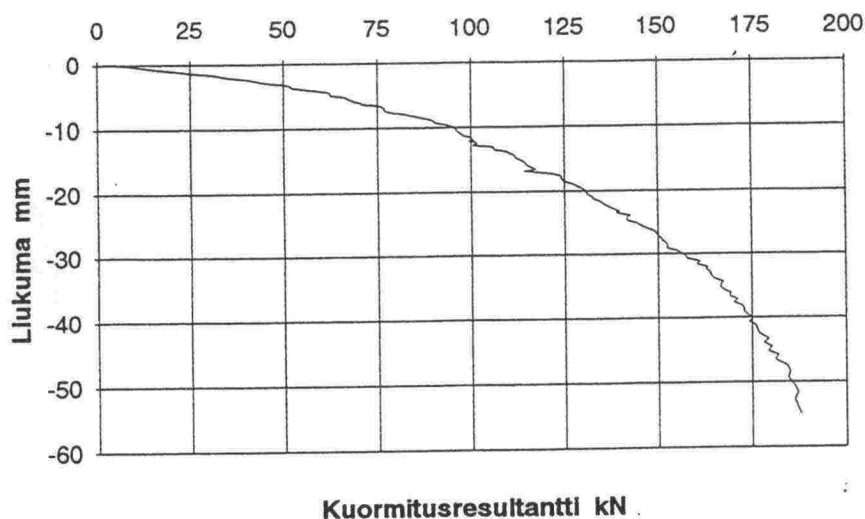
$w\%=2.92 \%$
 $\text{stdev}=0.96$

$w\%=2.95 \%$
 $\text{stdev}=0.96$

Sr85B0LL: Anturan painumat Tiivysaste 85 %, Luiskankaltevuus 15, Tukematon



Sr85B0LL: Anturan liukuma Tiivysaste 85 %, Luiskankaltevuus 15, Tukematon



Sr85B0KL:

$q_M=154 \text{ kN/m}^2$
 $q_H=118 \text{ kN/m}^2$

$q_R=48 \text{ kN/m}^2$

Tiivysasteet:

Volymetri
 $D\%=88.22 \%$
 $\text{stdev}=2.61$

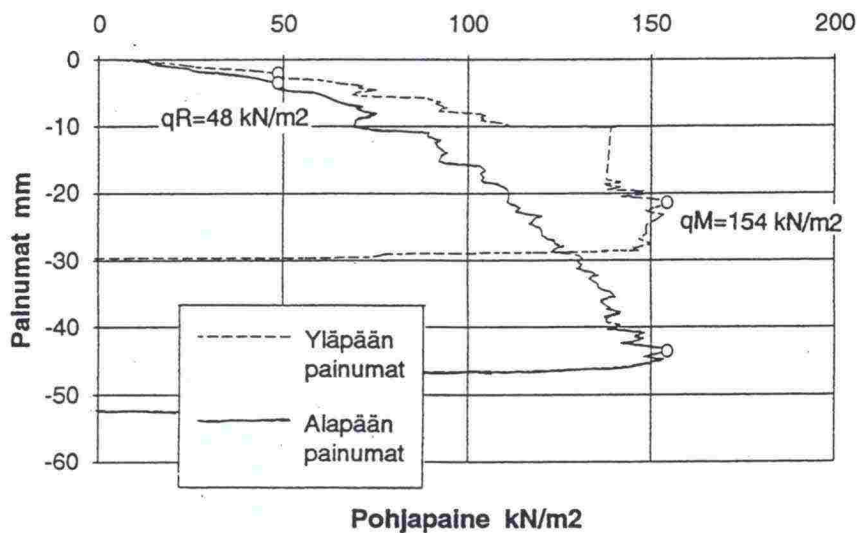
Troxler
 $D\%=88.30 \%$
 $\text{stdev}=1.84$

Vesipitoisuus:

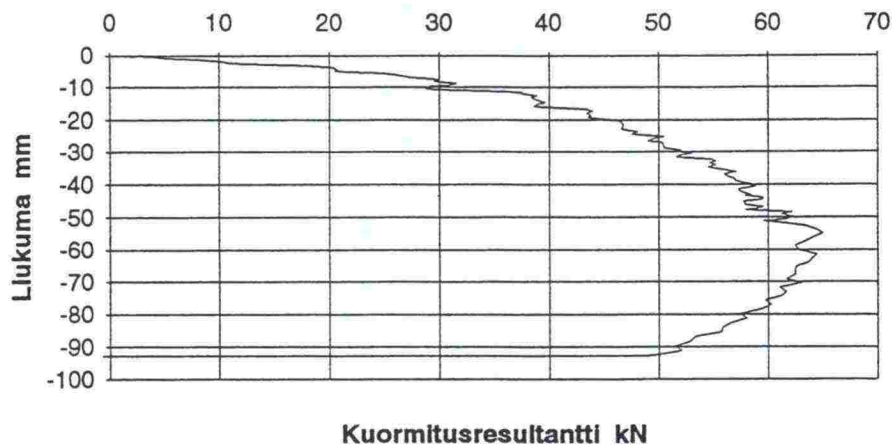
$w\%=3.23 \%$
 $\text{stdev}=0.51$

$w\%=3.02 \%$
 $\text{stdev}=0.39$

Sr85B0KL: Anturan painumat Tiivysaste 85 %, Luiskankaltevuus 22.5, Tuettu



Sr85B0KL: Anturan luiskansuuntainen liukuma Tiivysaste 85 %, Luiskankaltevuus 22.5, Tukematon



Sr85B0JL:

$q_M = 42 \text{ kN/m}^2$

Tiiviysasteet:

Volymetri
 $D\% = 90.50 \%$
 $\text{stdev} = 1.69$

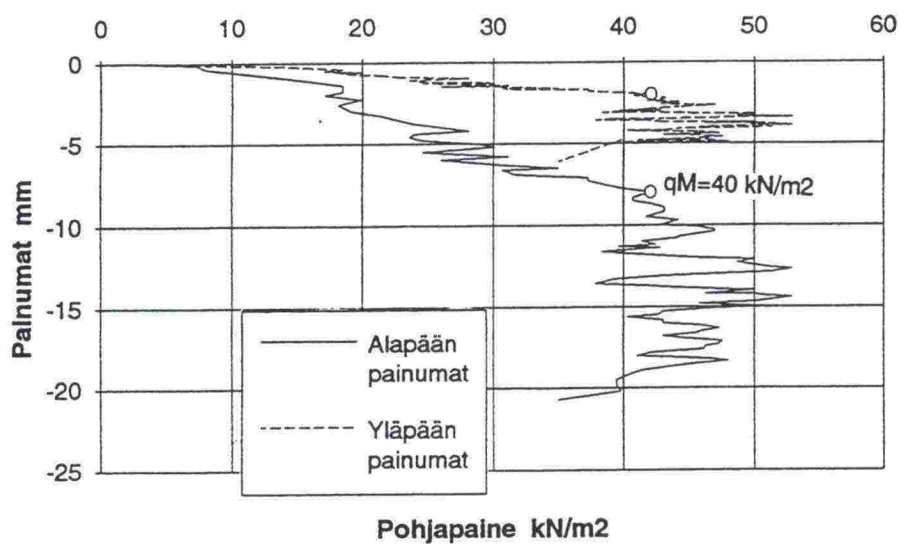
Troxler
 $D\% = 87.56 \%$
 $\text{stdev} = 1.07$

Vesipitoisuus:

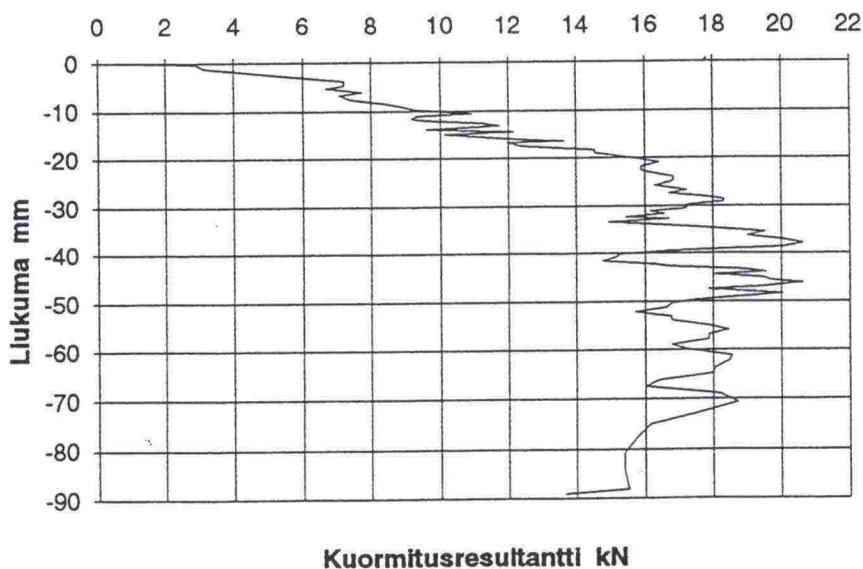
$w\% = 2.84 \%$
 $\text{stdev} = 0.19$

$w\% = 2.82 \%$
 $\text{stdev} = 0.26$

Sr85B0JL: Anturan painumat Tiiviysaste 85 %, Luiskankaltevuus 30, Tukematon



Sr85B0JL: Luiskansuuntainen liukuma Tiiviysaste 85 %, Luiskankaltevuus 30, Tukematon



Sr95B0LLT:

$q_M=1870 \text{ kN/m}^2$
 $q_H=1720 \text{ kN/m}^2$

$q_R=502 \text{ kN/m}^2$

Tiivysaste:

Volymetri

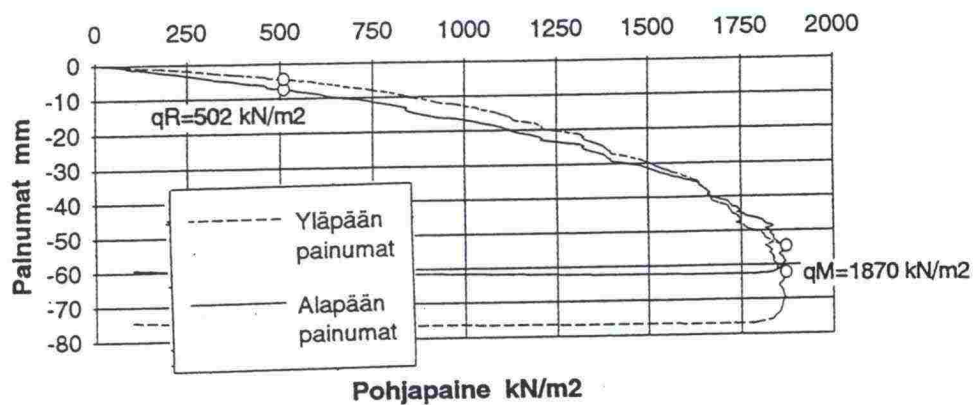
Troxler
 $D\%=95.5 \%$
 $stdev=1.24$

Vesipitoisuus:

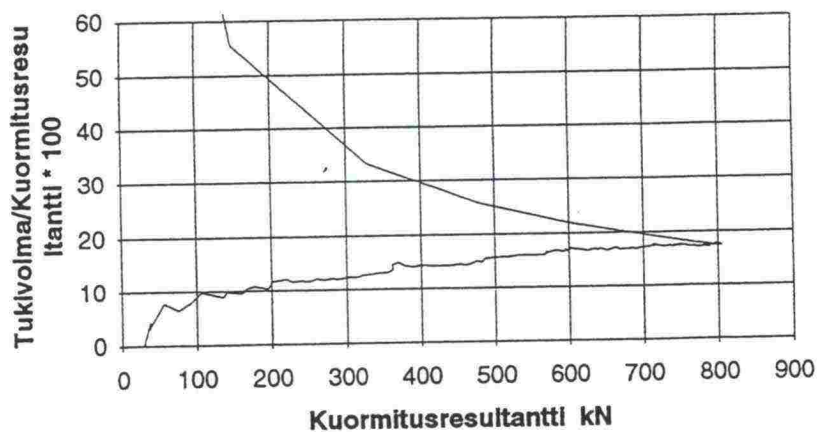
$w\%=2.8 \%$
 $stdev=0.48$

$w\%=3.0 \%$
 $stdev=0.25$

**Sr95B0LLT: Anturan painumat Tiivysaste 95%,
Luiskankaltevuus 15, Tuettu**



**Sr95B0LLT: Tukivoiman suhde
kuormitusresultanttiin Tiivysaste 95 %,
Luiskankaltevuus 15, Tuettu**



Sr95B0KLT:

$q_M = 1916 \text{ kN/m}^2$
 $q_H = 1809 \text{ kN/m}^2$

$q_R = 485 \text{ kN/m}^2$

Tiiviysaste:

Volymetri
 $D\% = 93.9 \%$
 $\text{stdev} = 0.00$

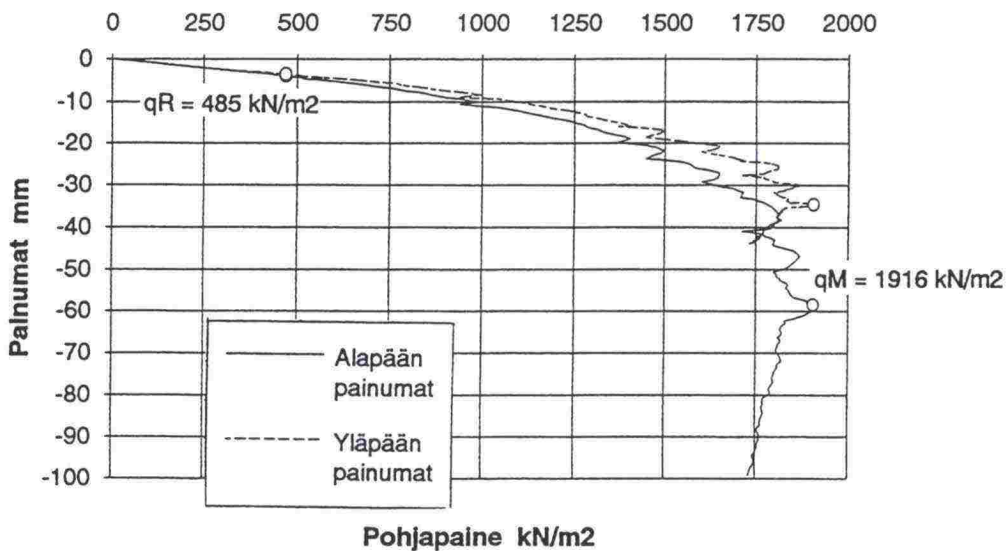
Troxler
 $D\% = 95.6 \%$
 $\text{stdev} = 0.70$

Vesipitoisuus:

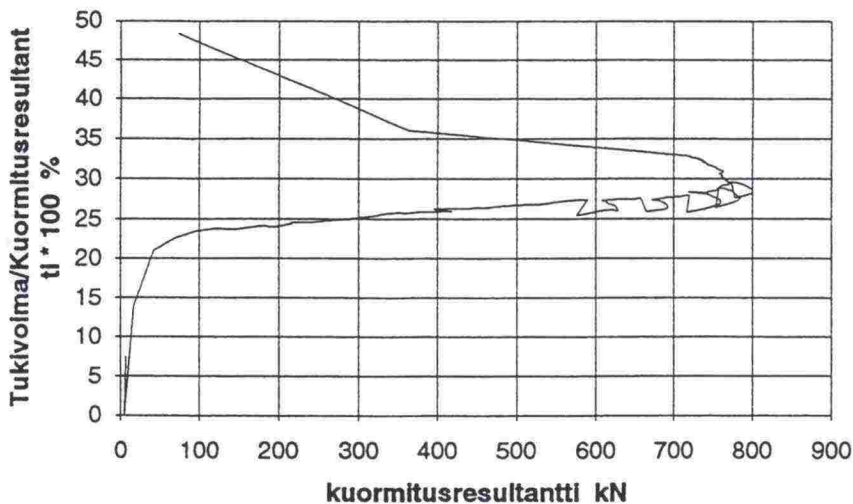
$w\% = 2.87 \%$
 $\text{stdev} = 0.08$

$w\% = 3.68 \%$
 $\text{stdev} = 0.56$

Sr95B0KLT: Anturan painumat Tiiviysaste 95 %, Luiskankaltevuus 22.5, Tuettu



Sr95B0KLT: Tukivoiman suhde kuormitusresultanttiin Tiiviysaste 95 %, Luiskankaltevuus 22.5, Tuettu



Sr95B0JLT:

$q_M=2074 \text{ kN/m}^2$
 $q_H=1667 \text{ kN/m}^2$

$q_R=566 \text{ kN/m}^2$

Tiiviysaste:

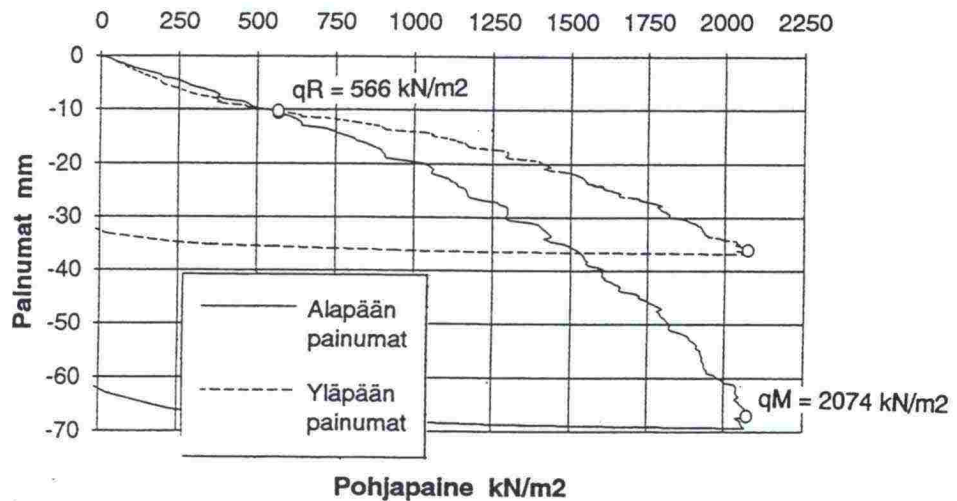
Volymetri
 $D\%=96.7 \%$
 $\text{stdev}=2.95$

Troxler
 $D\%=95.2 \%$
 $\text{stdev}=1.35$

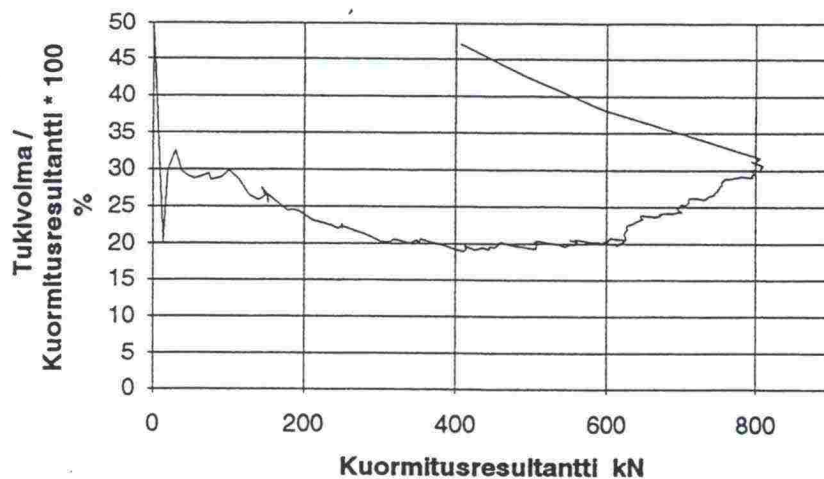
Vesipitoisuus:

$w\%=4.2 \%$
 $\text{stdev}=1.50$

Sr95B0JLT: Anturan painumat Tiiviysaste 95 %, Luiskankaltevuus 30, Tuettu



Sr95B0JLT: Tukivoiman suhde kuormitusresultanttiin Tiiviysaste 95 %, Luiskankaltevuus 30, Tuettu



Sr95B0LL:

$q_M = 1073 \text{ kN/m}^2$
 $q_H = 1061 \text{ kN/m}^2$

$q_R = 276 \text{ kN/m}^2$

Tiiviysaste:

Volymetri
 $D\% = 97.3 \%$
 $\text{stdev} = 2.19$

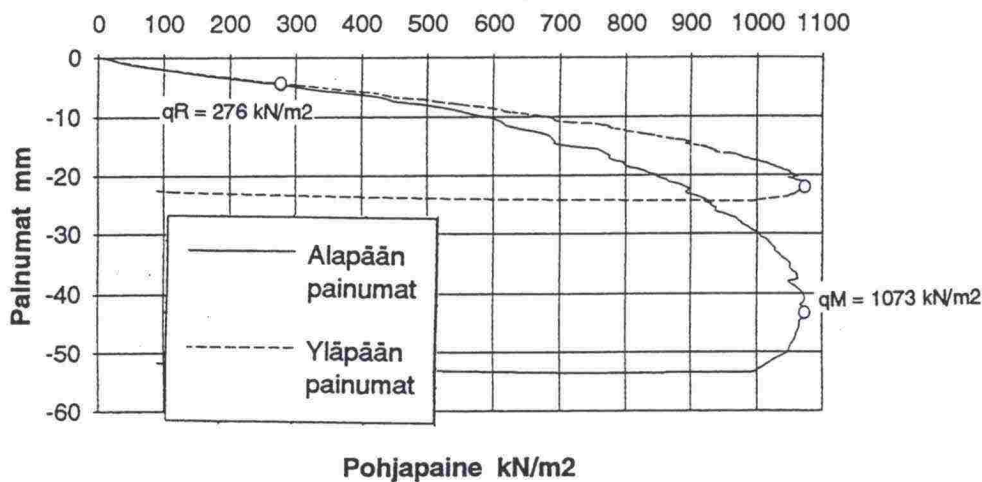
Troxler
 $D\% = 95.6 \%$
 $\text{stdev} = 0.76$

Vesipitoisuus:

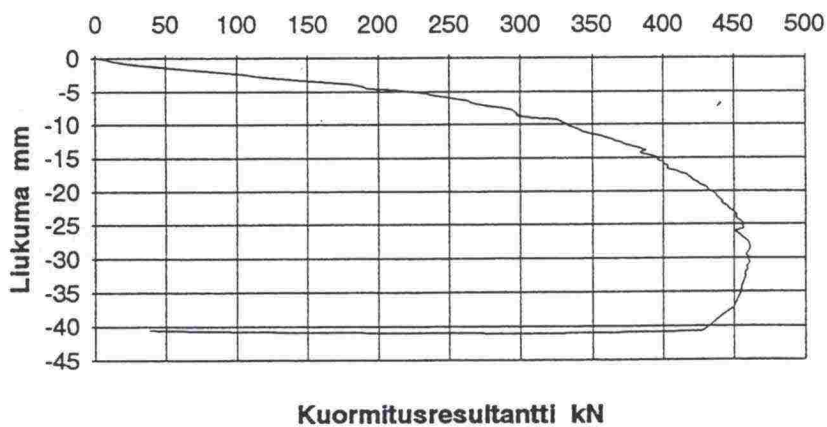
$w\% = 2.8 \%$
 $\text{stdev} = 0.32$

$w\% = 3.3 \%$
 $\text{stdev} = 0.16$

**Sr95B0LL: Anturan painumat Tiiviysaste 95 %,
Luiskankaltevuus 15, Tukematon**



**Sr95B0LL: Anturan luiskansuuntainen liukuma
Tiiviysaste 95 %, Luiskankaltevuus 15,
Tukematon**



Sr95B0KL:

$q_M = 712 \text{ kN/m}^2$
 $q_H = 524 \text{ kN/m}^2$

$q_R = 287 \text{ kN/m}^2$

Tiiviysaste:

Volymetri
 $D\% = 95.85 \%$
 $\text{stdev} = 3.61$

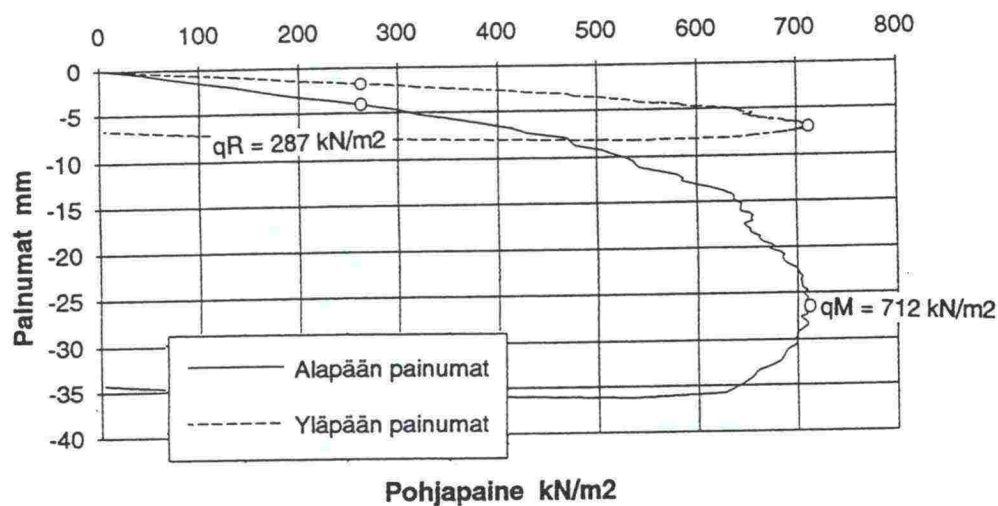
Troxler
 $D\% = 95.74 \%$
 $\text{stdev} = 1.51$

Vesipitoisuus:

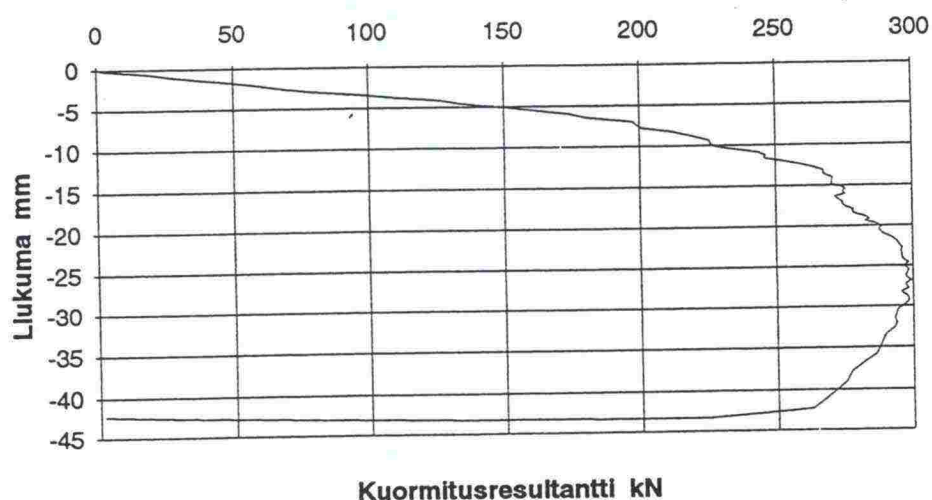
$w\% = 3.1 \%$
 $\text{stdev} = 1.01$

$w\% = 3.28 \%$
 $\text{stdev} = 0.63$

**Sr95B0KL: Anturan painumat Tiiviysaste 95 %,
 Luiskankaltevuus 22.5, Tukematon**



**Sr95B0KL: Anturan liukuma Tiiviysaste 95 %,
 Luiskankaltevuus 22.5, Tukematon**



Sr95B0JL:

$q_M = 589 \text{ kN/m}^2$

$q_R = 248 \text{ kN/m}^2$

Tiiviysaste:

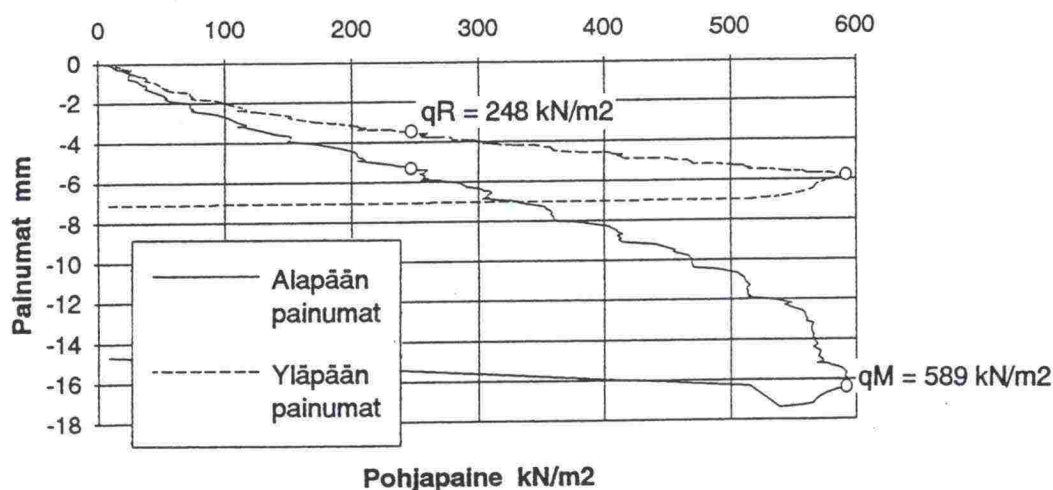
Volymetri
 $D\% = 94.0 \%$
 $\text{stdev} = 2.58$

Troxler
 $D\% = 95.2 \%$
 $\text{stdev} = 1.59$

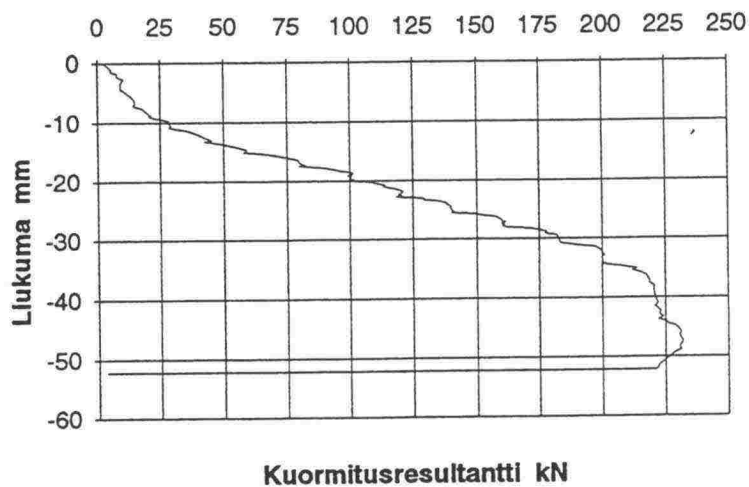
Vesipitoisuus:

$w\% = 3.5 \%$
 $\text{stdev} = 0.31$

Sr95B0JL: Anturan painumat Tiiviysaste 95 %, Luiskankaltevuus 30, Tukematon



Sr95B0JL: Anturan luiskansuuntainen liukuma Tiiviysaste 95 %, Luiskankaltevuus 30, Tukematon



Tukemattomien kuormitustapausten murtokuormien vertailu kantokyvyn teoreettisiin arvoihin															
		RIL 121						Ballia		DIN					
		s+b		s+b+g		b		k							
Koe	Koetulos	q	m	q	m	q	m	q	m	q	m	q	m	q	m
Sr85B0LL	284	64	4.43	31	9.16	69	4.12	160	1.78	89	3.91	43	6.6	95	2.99
Sr85B0KL	154	49	3.14	15	10.27	54	2.85	116	1.33	69	2.23	22	7	74	2.08
Sr85B0JL	40	38	1.05	7	5.71	42	0.95	87	0.46	54	0.74	10	4	58	0.69
Sr95B0LL	1073	248	4.33	120	8.94	271	3.96	713	1.5	350	3.07	170	6.31	373	2.88
Sr95B0KL	712	176	4.05	55	12.95	193	3.69	518	1.37	251	2.84	79	9.01	269	2.65
Sr95B0JL	589	124	4.75	23	25.61	137	4.3	3889	1.51	181	3.25	33	17.85	195	3.02
Sisäisten varmuuksien keskiarv:		3.625		12.10667		3.311667		1.325		2.673333		8.461667		2.385	

Tukemattomien kuormitustapausten murtokuormien vertailu kantokyvyn teoreettisiin arvoihin													
		Brinch Hansen						Tielaitos					
		s+b		s+b+g		b							
Koe	Koetulos	q	m	q	m	q	m	q	m	q	m	q	m
Sr85B0LL	284	67	4.24	32	8.89	69	4.12	89	3.19	43	6.6	95	2.99
Sr85B0KL	154	52	2.96	16	9.63	54	2.85	69	2.23	22	7	74	2.08
Sr85B0JL	40	40	1	10	4	42	0.95	54	0.74	10	4	58	0.69
Sr95B0LL	1073	241	4.45	117	9.17	271	3.96	350	3.07	170	6.31	373	2.88
Sr95B0KL	712	171	4.16	54	13.19	193	3.69	251	2.84	79	9.01	269	2.65
Sr95B0JL	589	120	4.91	22	26.77	137	4.3	181	3.25	33	17.85	195	3.02
Sisäisten varmuuksien keskiarv:		3.62		11.94167		3.311667		2.553333		8.461667		2.385	

Koetulos= koekuormituksesta määritetty murtokuorma [kN/m²]

q= kantokyvyn teoreettinen arvo [kN/m²]

m= teorian sisäinen varmuus (m=koetulos/q)

Brinch Hansenin ja RIL 121:n kertoimina on käytetty anturan muotokerrointa s, perustuksen pohjan kaltevuuskerrointa b ja luiskan kaltevuuskerrointa g.

DIN -normien ja Tielaitoksen kertoimina on käytetty anturan muotokertoimia ja s, perustuksen pohjan kaltevuuskerrointa ja luiskan kaltevuuskertoimia ja g.

Ballan teoriassa on käytetty luiskan kaltevuuskerrointa k.

Tuettujen kuormitustapausten murtokuormien vertailu kantokyvyn teoreettisiin arvoihin															
		RIL 121				Balla		DIN				Brinch Hansen			
		s						v				s			
Koe	Koetulos	q	m	q	m	q	m	q	m	q	m	q	m	q	m
Sr85B0LLT	282	106	2.66	116	2.43	290	0.97	145	1.94	155	1.82	111	2.54	116	2.43
Sr85B0KLT	312	106	2.94	116	2.69	290	1.08	145	2.15	155	2.01	111	2.81	116	2.69
Sr85B0JLT	327	105	3.11	116	2.82	290	1.13	144	2.27	155	2.11	111	2.95	116	2.82
Sr95B0LLT	1870	492	3.8	536	3.49	1296	1.44	671	2.79	715	2.61	477	3.92	536	3.49
Sr95B0KLT	1916	490	3.91	536	3.57	1296	1.48	669	2.86	715	2.68	477	4.02	536	3.57
Sr95B0JLT	2074	487	4.26	536	3.87	1296	1.6	666	3.11	715	2.9	472	4.39	536	3.87
Sisäisten varmuuksien keskiarvo:		3.446667						1.283333				3.438333			

Tuettujen kuormitustapausten murtokuormien vertailu kantokyvyn teoreettisiin arvoihin

		Tielaitos			
		s			
Koe	Koetulos	q	m	q	m
Sr85B0LLT	282	145	1.94	155	1.82
Sr85B0KLT	312	145	2.15	155	2.01
Sr85B0JLT	327	144	2.27	155	2.11
Sr95B0LLT	1870	671	2.79	715	2.61
Sr95B0KLT	1916	669	2.86	715	2.68
Sr95B0JLT	2074	666	3.11	715	2.9
Sisäisten varmuuksien keskiarvo:		2.52			

Koetulos= koekuormituksesta määritetty murtokuorma [kN/m²]q= kantokyvyn teoreettinen arvo [kN/m²]

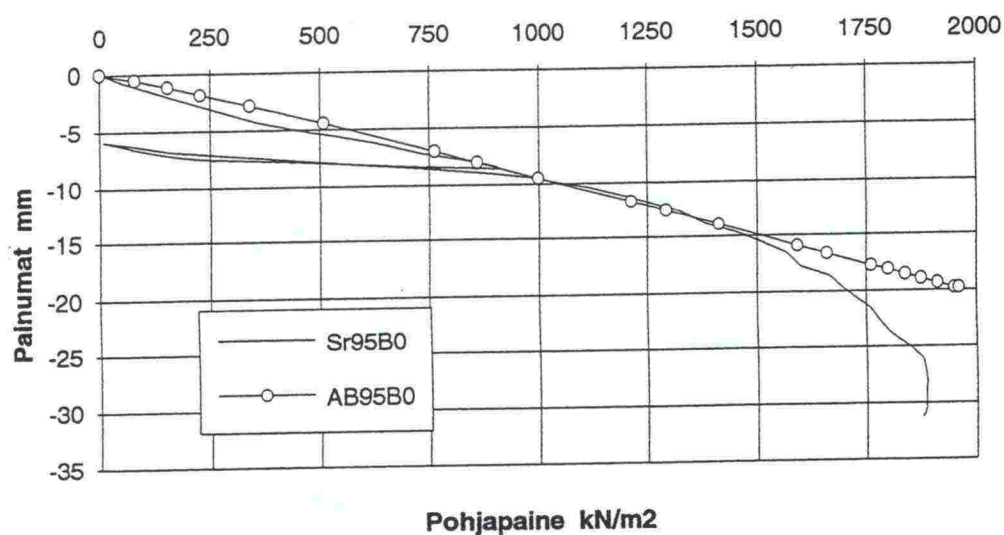
m= teorian sisäinen varmuus (m=koetulos/q)

Brinch Hansenin ja RIL 121:n kertoimena on käytetty anturan muotokerrointa s.

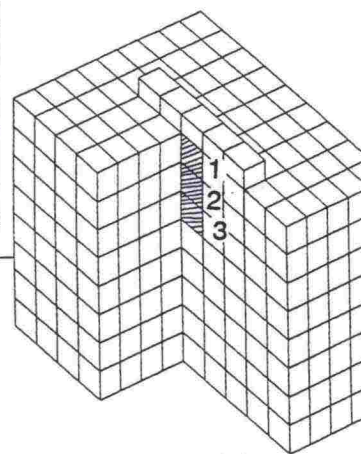
DIN -normien ja Tielaitoksen ohjeiden kertoimina on käytetty anturan muotokertoimia v ja s.

Ballan teoriassa ei ole käytetty kertoimia.

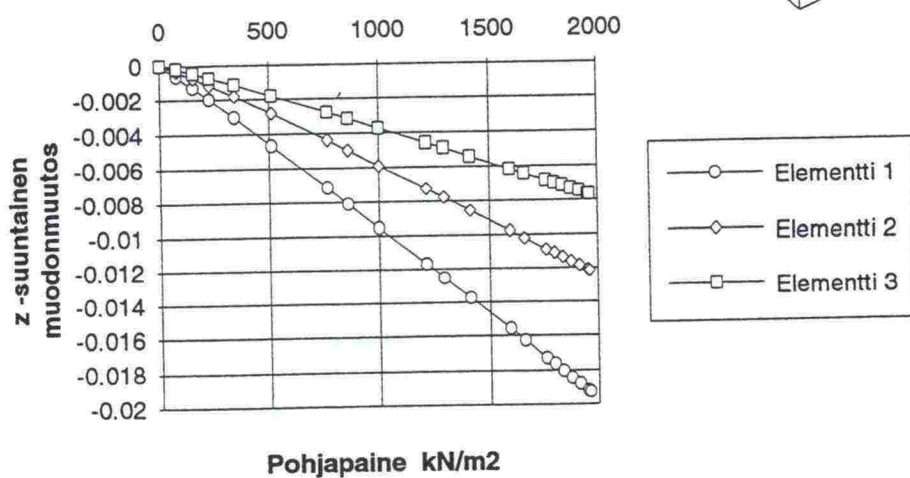
Sr95B0: Anturan painumat Tiiviysaste 95 %, Tasainen maa



Tasaiselle maalle perustettu antura (Rantaniemi/19/)			
Tiiviysaste 95 %	KOE	ABAQUS	
	Sr95B0	AB95B0	
	q	q	m
Murtokuorma	1870	1961	0.95
sM	23	20	1.15
s½M	9	9	1



AB95B0: Anturan alapuolisten elementtien muodonmuutokset



ABAQUS

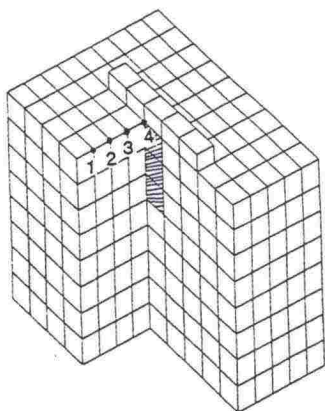
LINE ABSCISSA
VARIABLE

1 SOLMU 1095

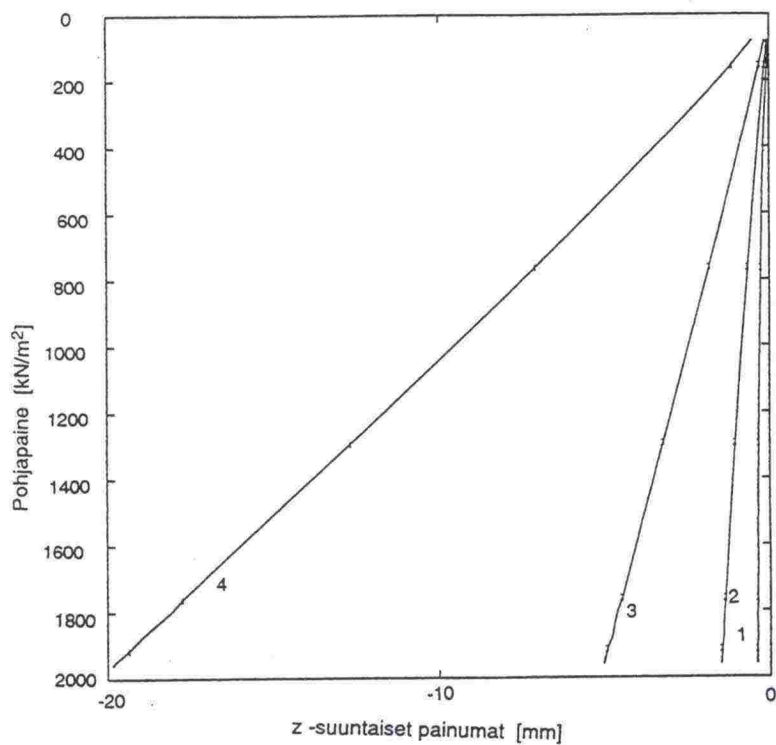
2 SOLMU 2095

3 SOLMU 3095

4 SOLMU 4095



AB95B0



TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

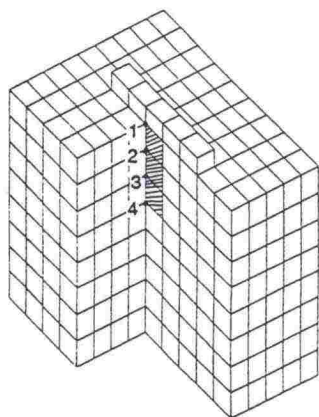
LINE ABSCISSA
VARIABLE

1 SOLMU 4095

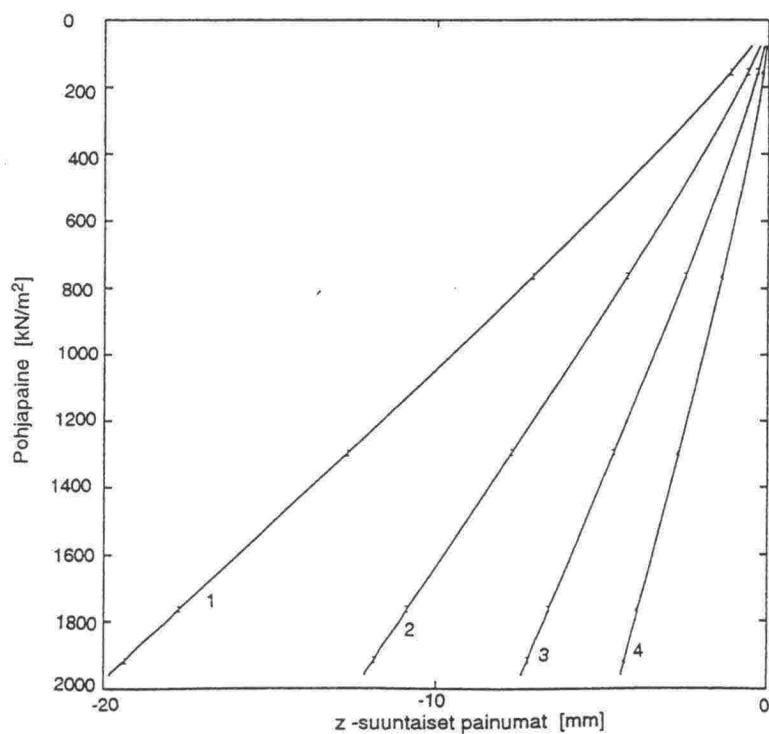
2 SOLMU 4085

3 SOLMU 4075

4 SOLMU 4065



AB95B0

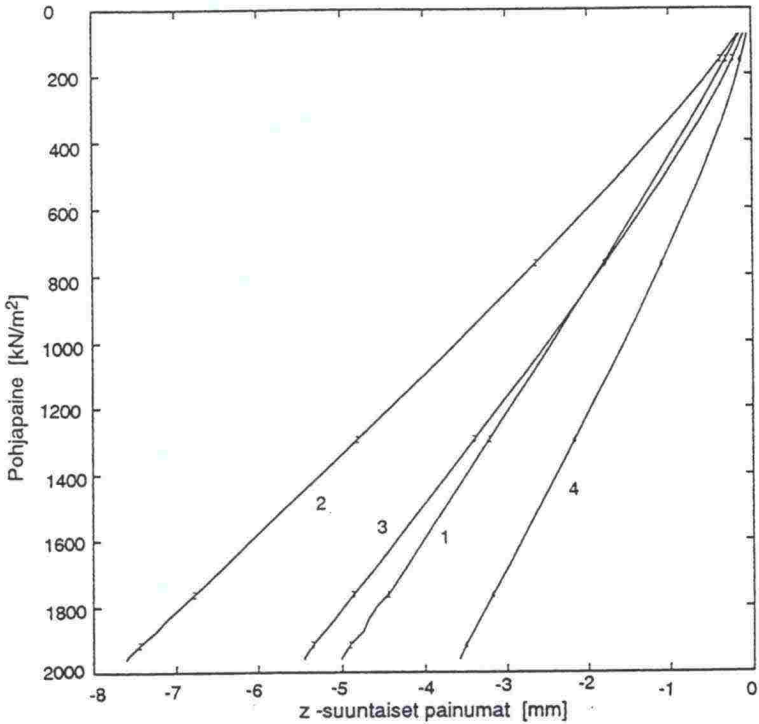
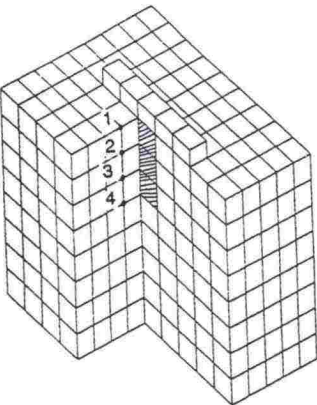


TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LIFE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 2095
2	SOLMU 2085
3	SOLMU 2075
4	SOLMU 2065

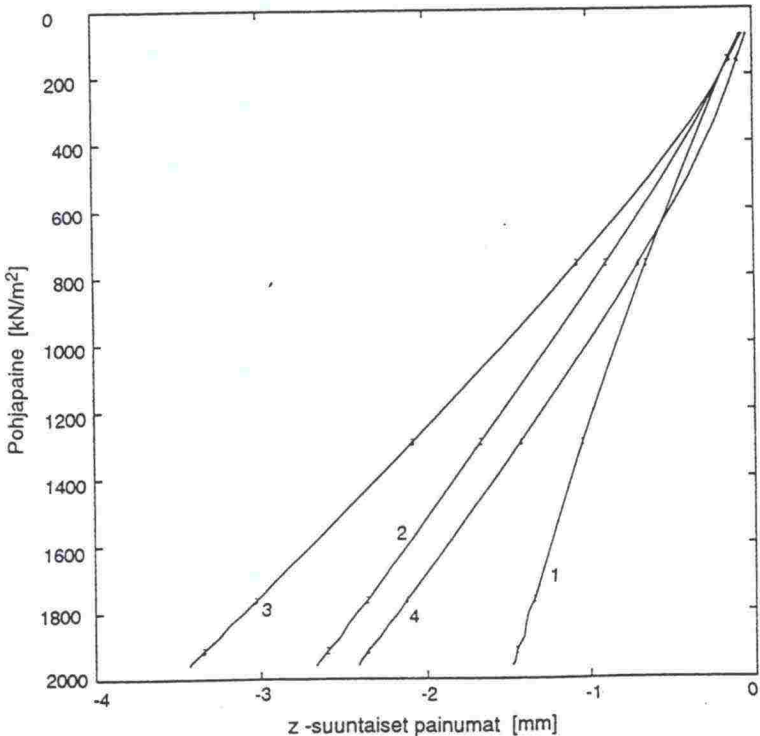
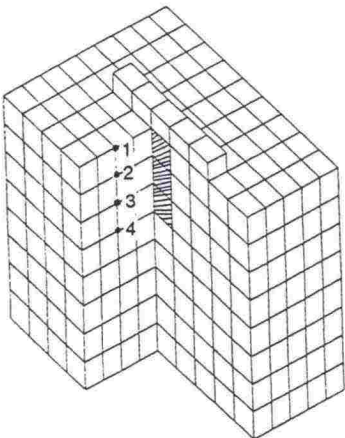


AB95B0

TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

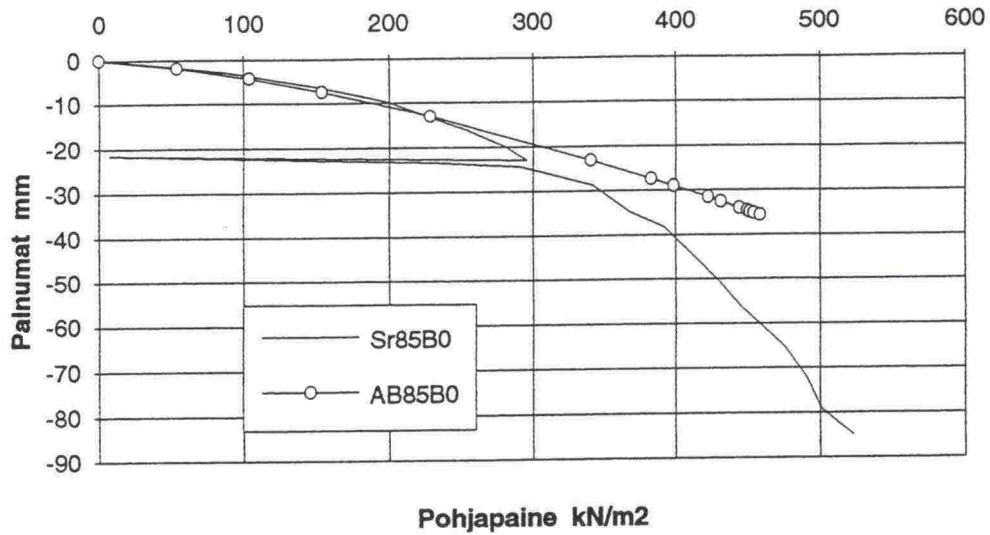
LIFE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 2095
2	SOLMU 2085
3	SOLMU 2075
4	SOLMU 2065



AB95B0

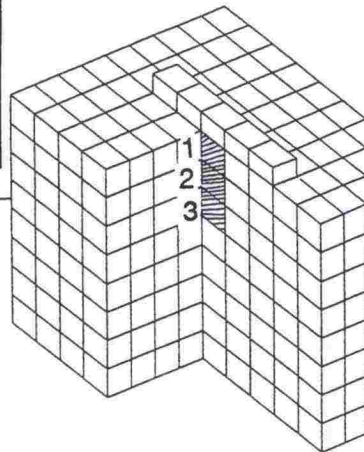
TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

Sr85B0: Anturan painumat Tilviysaste 85 %, Tasainen maa

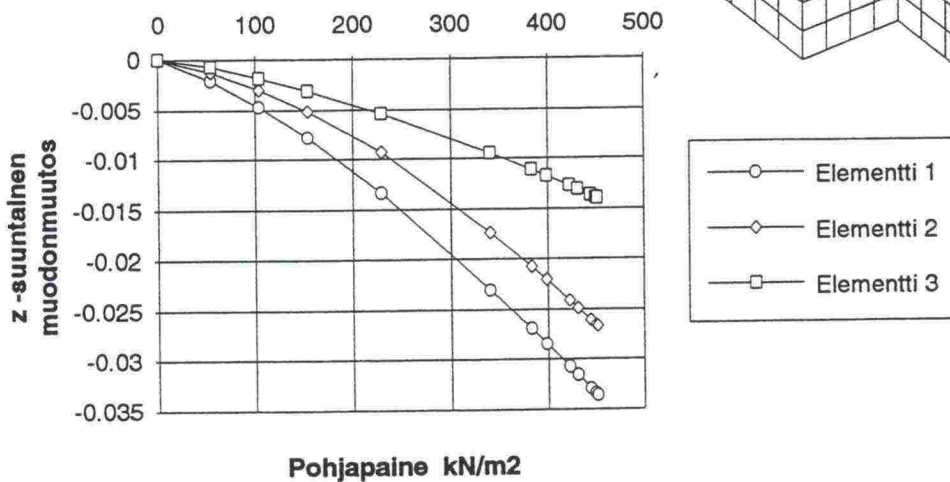


Tasaiselle maalle perustettu antura (Rantaniemi/19/)

Tilviysaste 85 %	KOE	ABAQUS	
	Sr85B0	AB85B0	
	q	q	m
Murtokuorma	415	459	0.9
sM	40	35	1.14
s½M	10	10	1

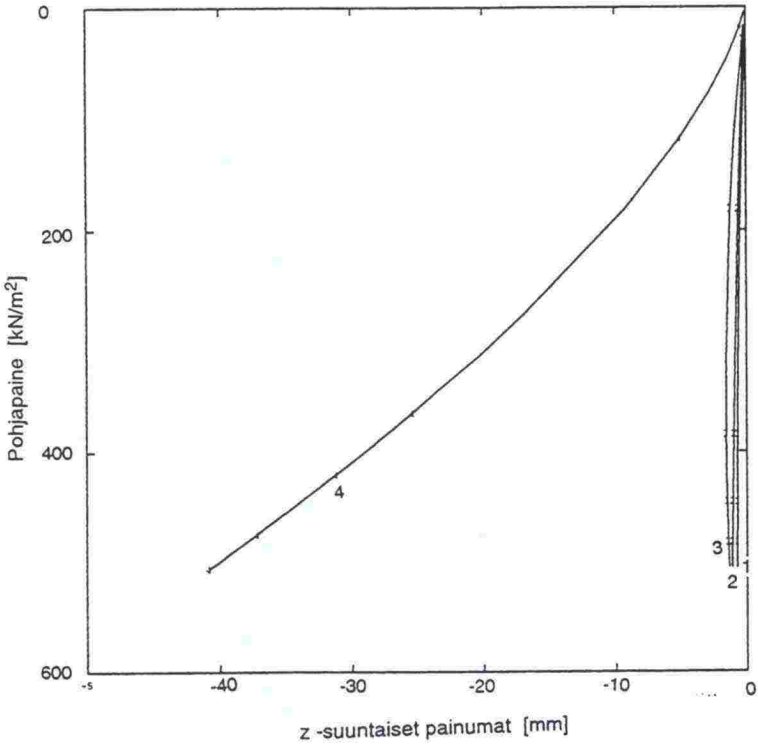
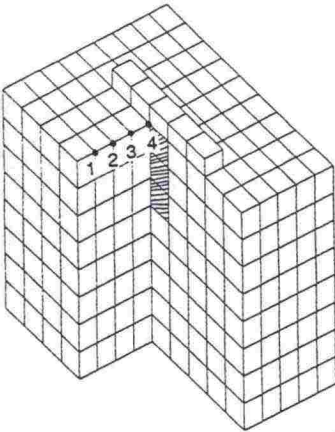


AB85B0: Anturan alapuolisten elementtien muodonmuutokset



ABAQUS

LINE ABSCISSA
VARIABLE
1 SOLID 1095
2 SOLID 2095
3 SOLID 3095
4 SOLID 4095

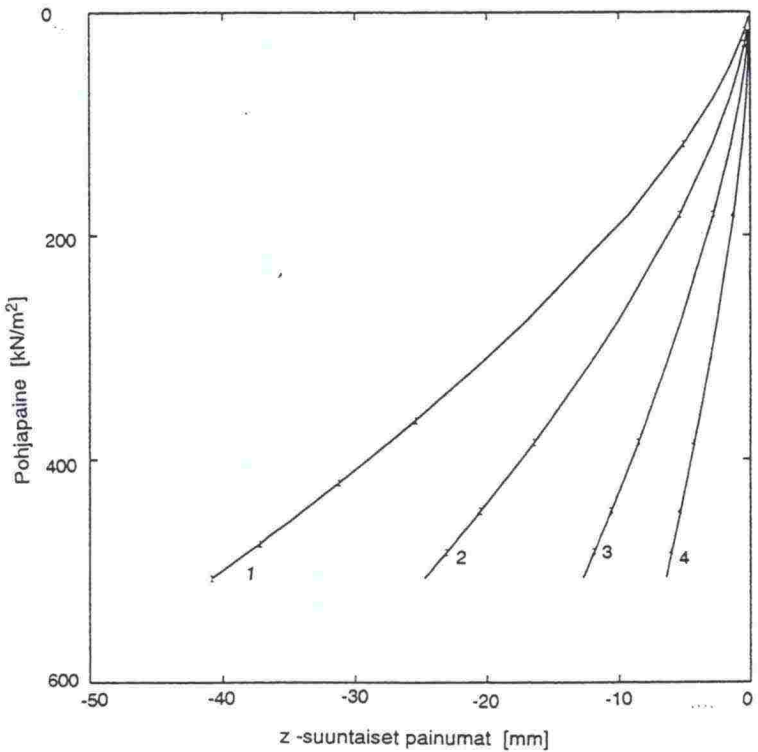
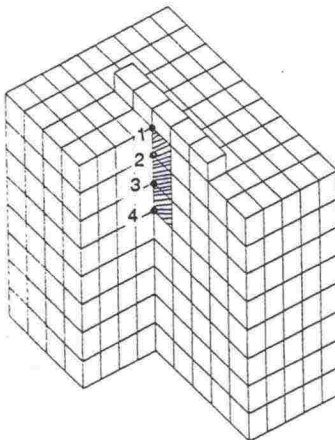


TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

AB85B0

ABAQUS

LINE ABSCISSA
VARIABLE
1 SOLID 4095
2 SOLID 4085
3 SOLID 4075
4 SOLID 4065



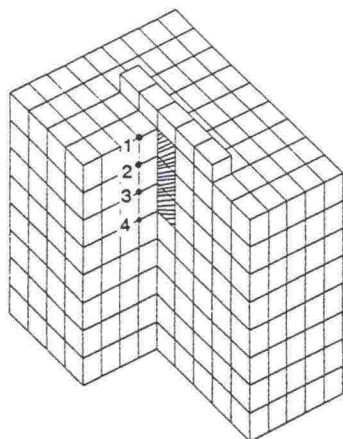
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

AB85B0

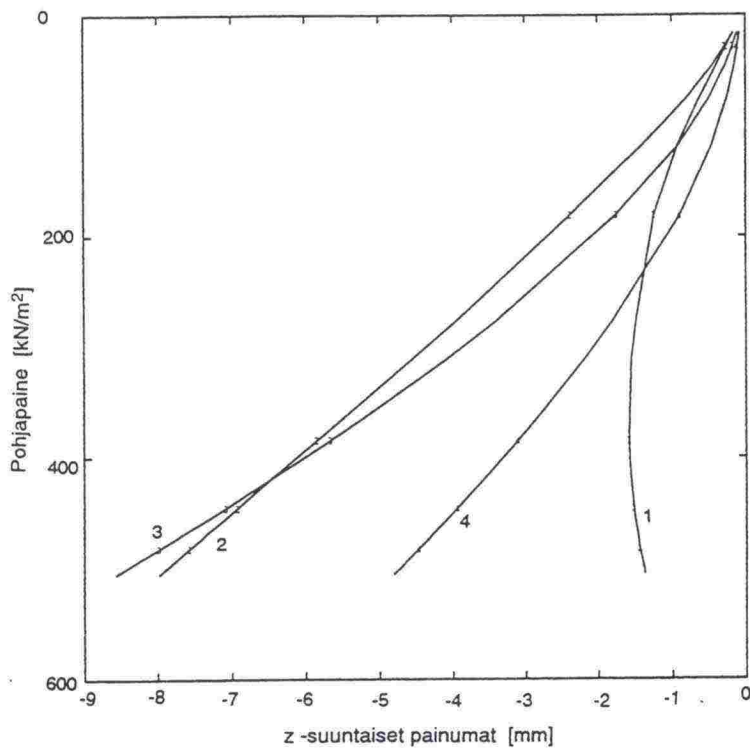
ABAQUS

LINE ABSCISSA
VARIABLE

1 SOLMU 2095
2 SOLMU 2095
3 SOLMU 2075
4 SOLMU 2065



AB85B0



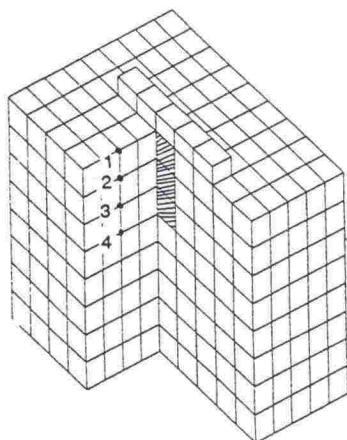
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

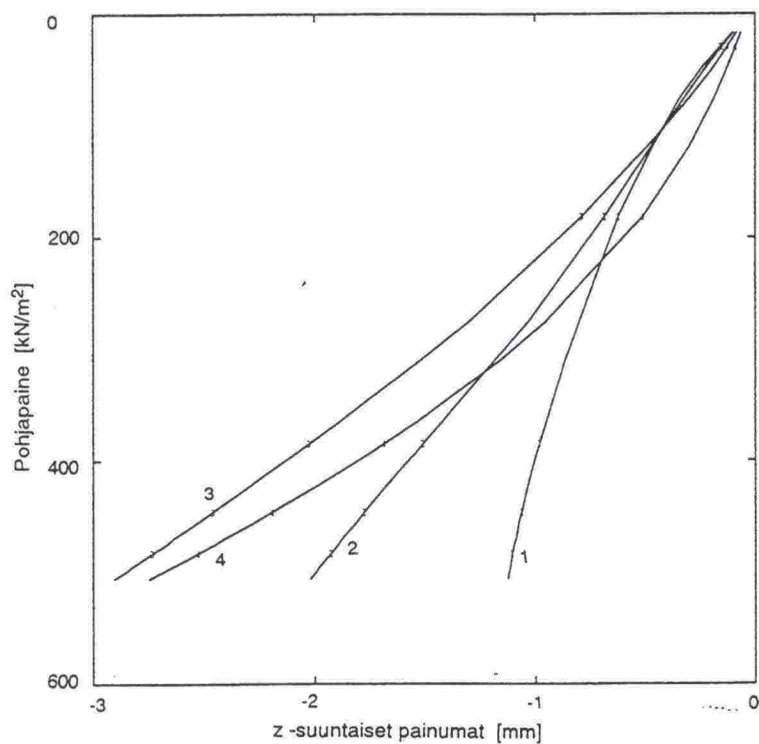
ABAQUS

LINE ABSCISSA
VARIABLE

1 SOLMU 2095
2 SOLMU 2095
3 SOLMU 2075
4 SOLMU 2065

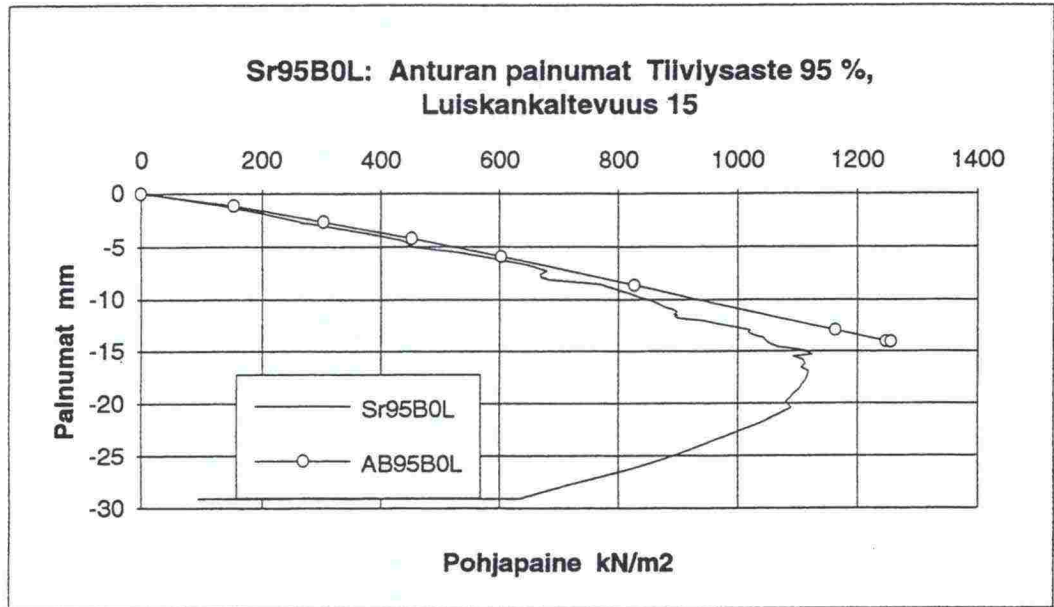


AB85B0

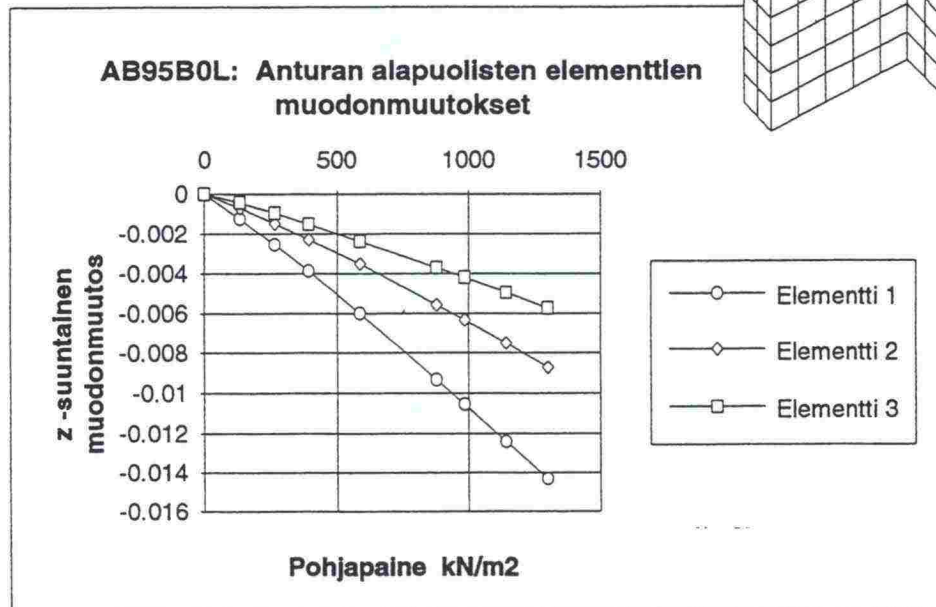
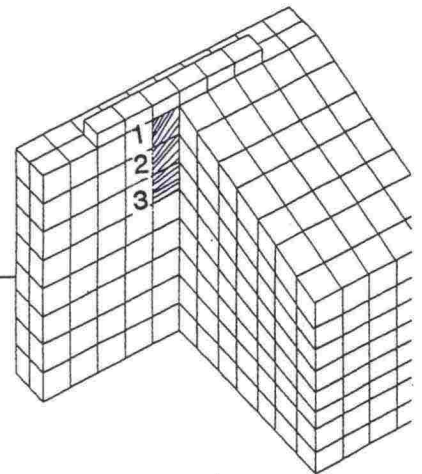


TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

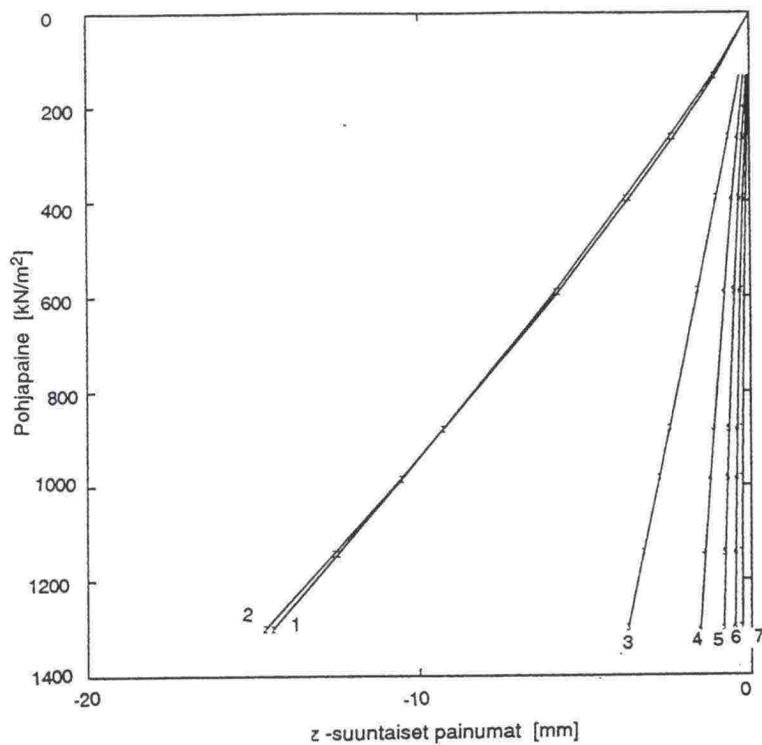
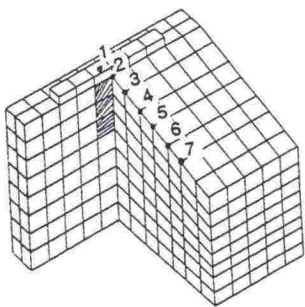


Luiskaan varaan asetettu antura (Kulmalan kokeet /16/)			
Luiskankaltevuus 15 Tiiviyssaste 95 %	KOE	ABAQUS	
	Sr95B0L	AB95B0L	
	q	q	m
Murtokuorma	1125	1255	0.9
sM	15	14	1.07
s1/2M	6	6	1



ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5091
2	SOLMU 5092
3	SOLMU 5093
4	SOLMU 5094
5	SOLMU 5095
6	SOLMU 5096
7	SOLMU 5097



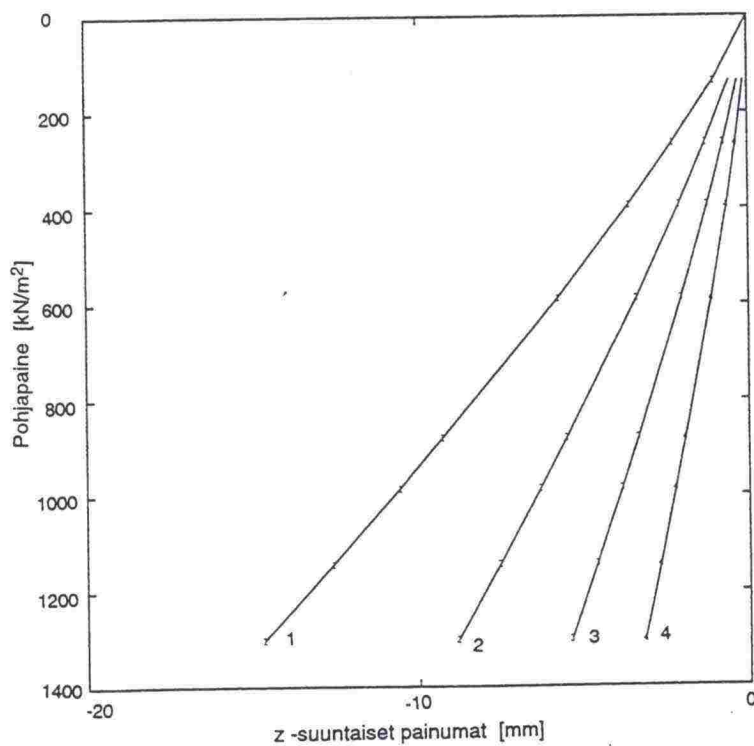
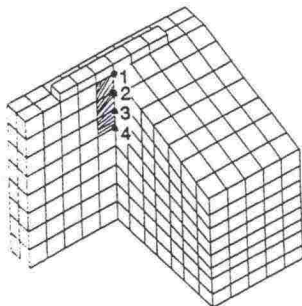
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

AB95B0L

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5092
2	SOLMU 5093
3	SOLMU 5094
4	SOLMU 5095



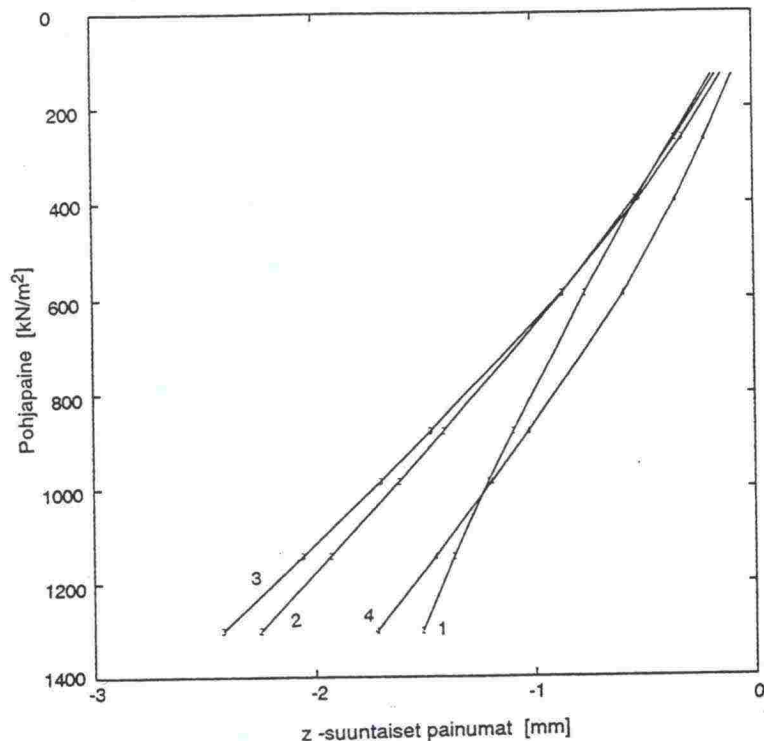
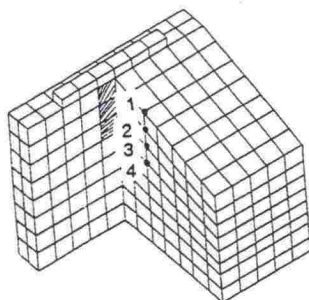
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

AB95B0L

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLNO 5084
2	SOLNO 5084
3	SOLNO 5074
4	SOLNO 5084



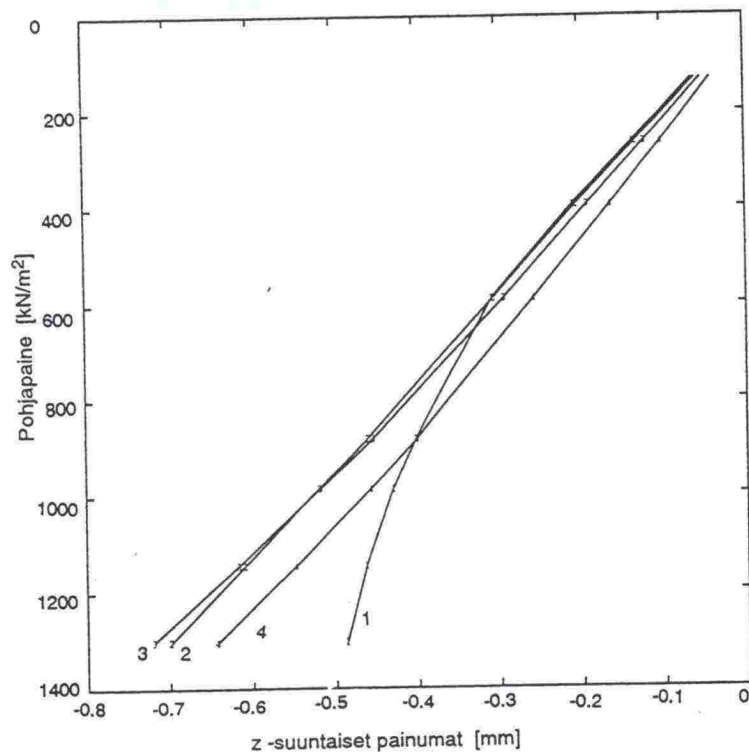
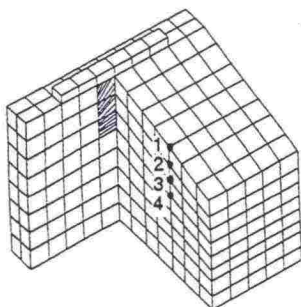
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

AB95B0L

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLNO 5086
2	SOLNO 5086
3	SOLNO 5076
4	SOLNO 5086

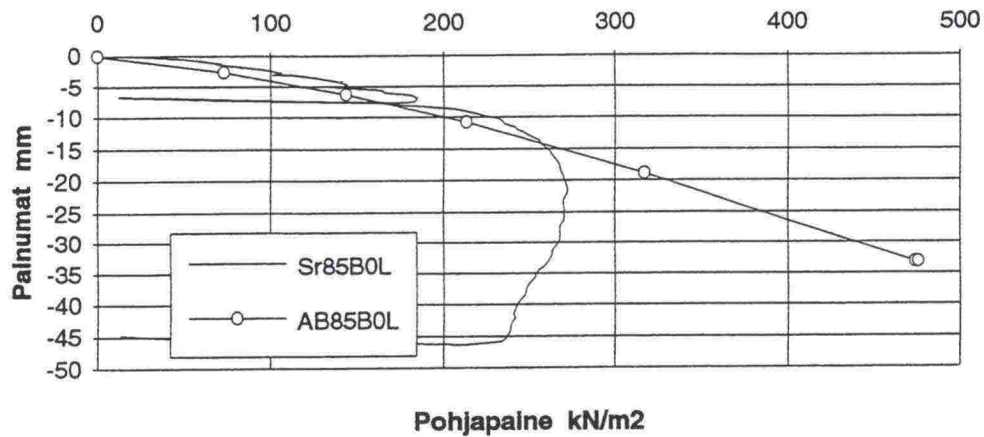


TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

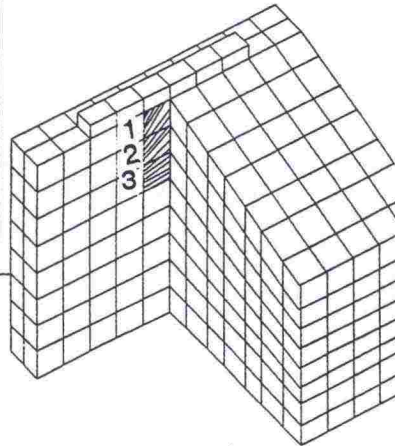
ABAQUS VERSION 5.3-1

AB95B0L

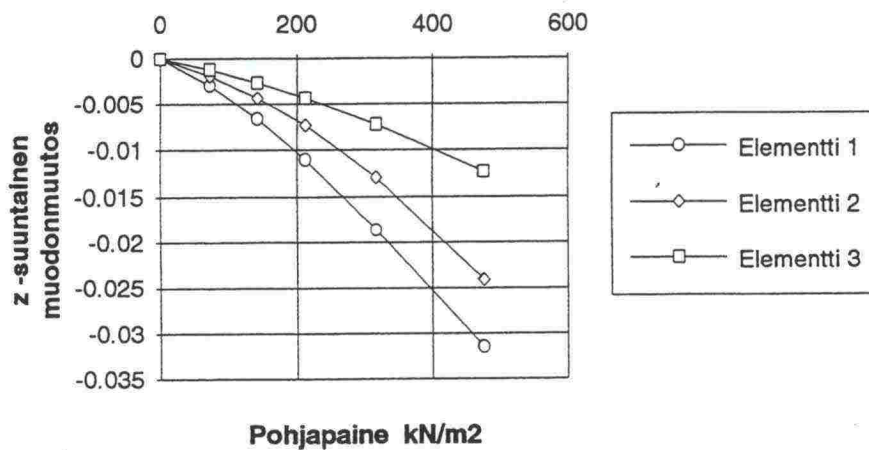
Sr85B0L: Anturan palnumat Tiiviyssaste 85 %, Luiskankaltevuus 15



Luiskan varaan asetettu antura (Kulmalan kokeet /16/)			
Luiskankaltevuus 15	KOE	ABAQUS	
Tiiviyssaste 85 %	Sr85B0L	AB85B0L	
	q	q	m
Murtokuorma	272	475	0.57
sM	22	33	0.67
s½M	5	6	0.83

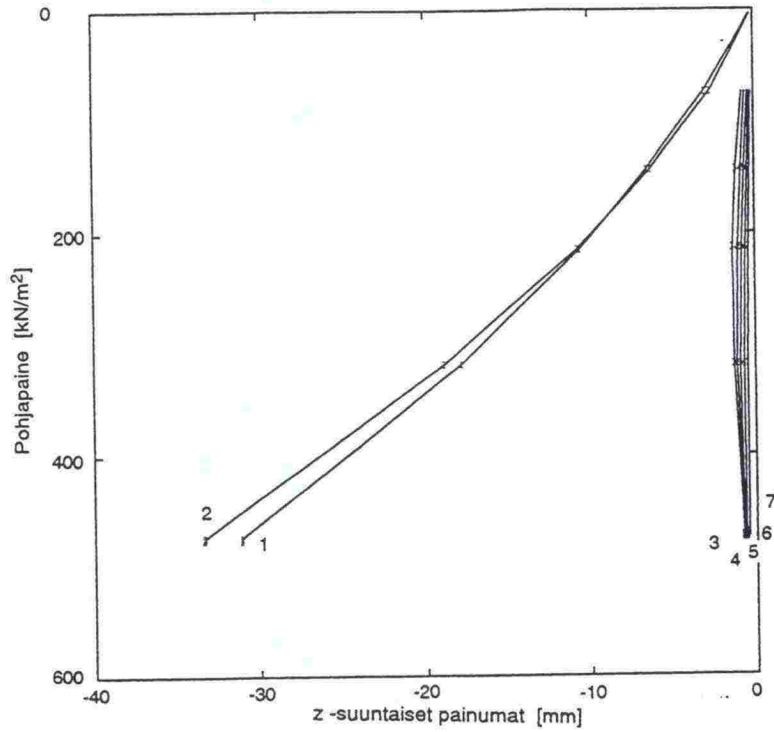
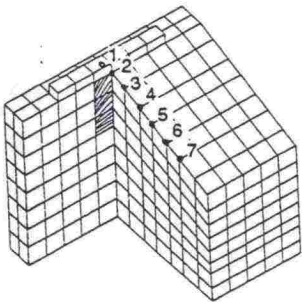


AB85B0L: Anturan alapuolisten elementtien muodonmuutokset



ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLW0 5091
2	SOLW0 5092
3	SOLW0 5093
4	SOLW0 5094
5	SOLW0 5095
6	SOLW0 5096
7	SOLW0 5097



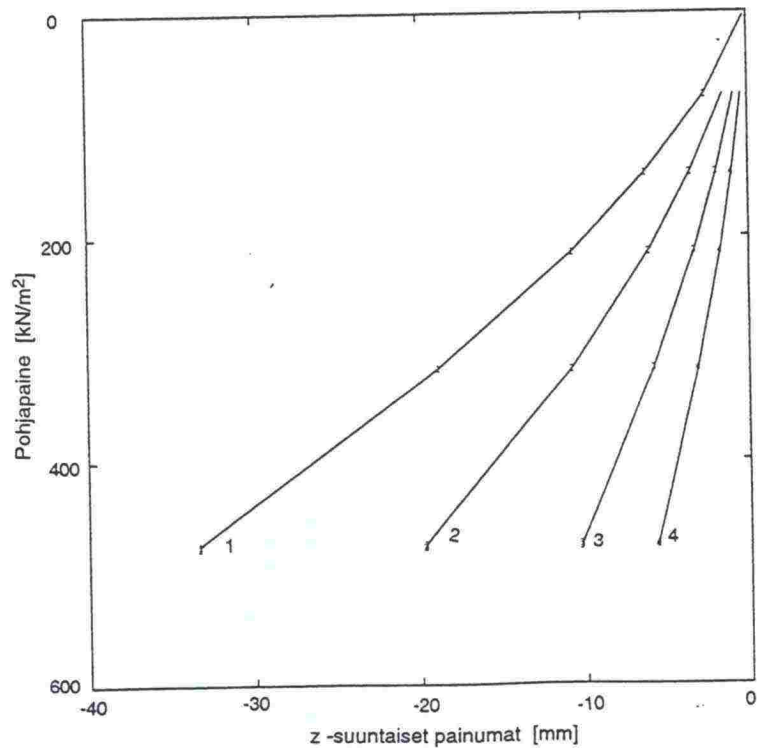
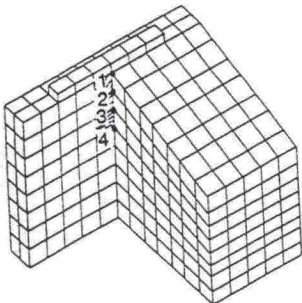
AB85B0L

TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLW0 5092
2	SOLW0 5082
3	SOLW0 5072
4	SOLW0 5062



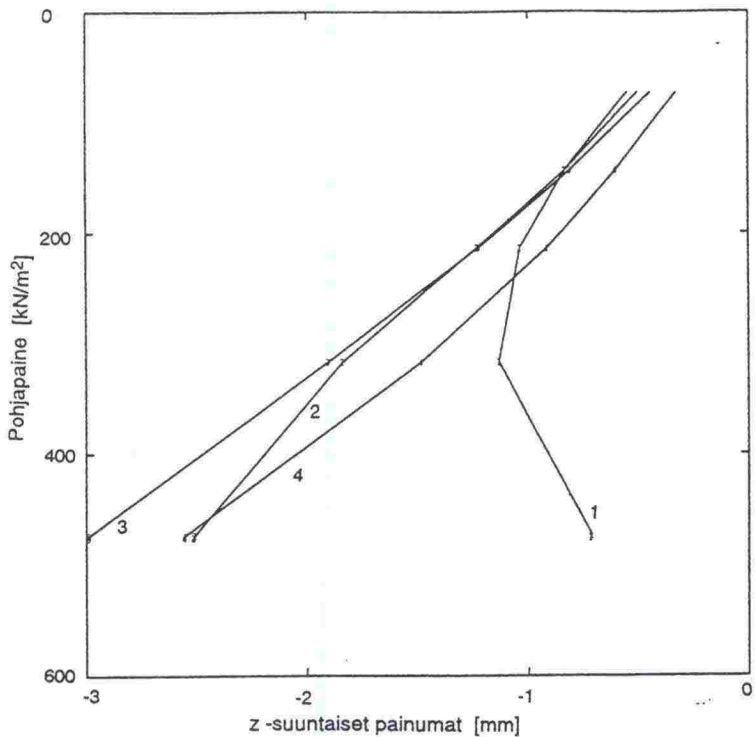
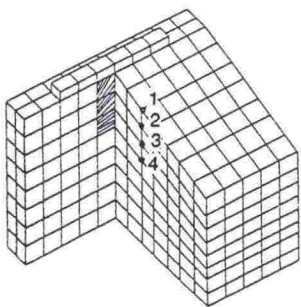
AB85B0L

TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LIIKE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5094
2	SOLMU 5084
3	SOLMU 5074
4	SOLMU 5064



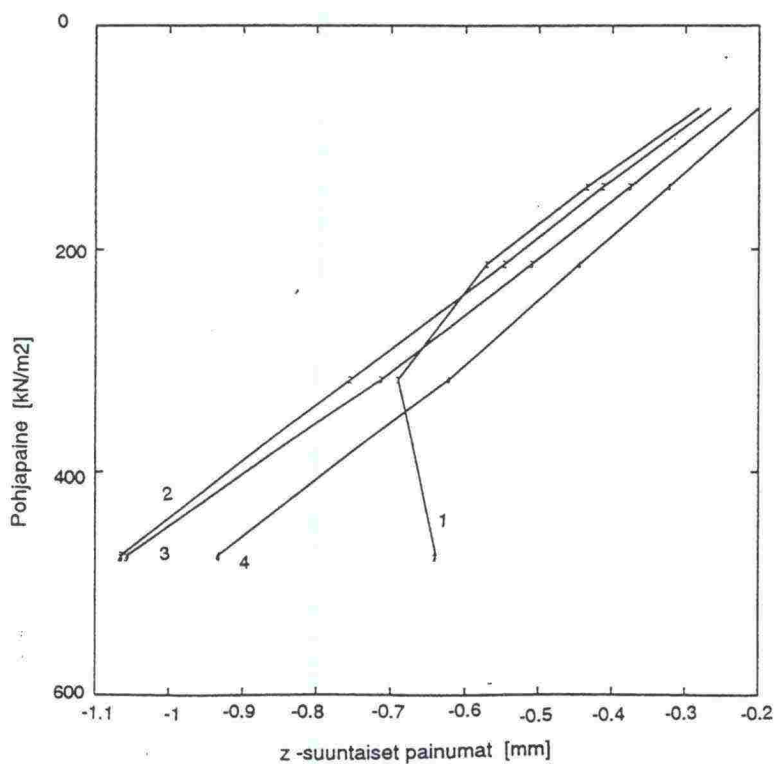
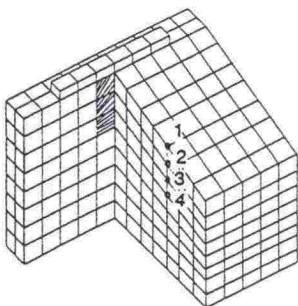
AB85B0L

TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

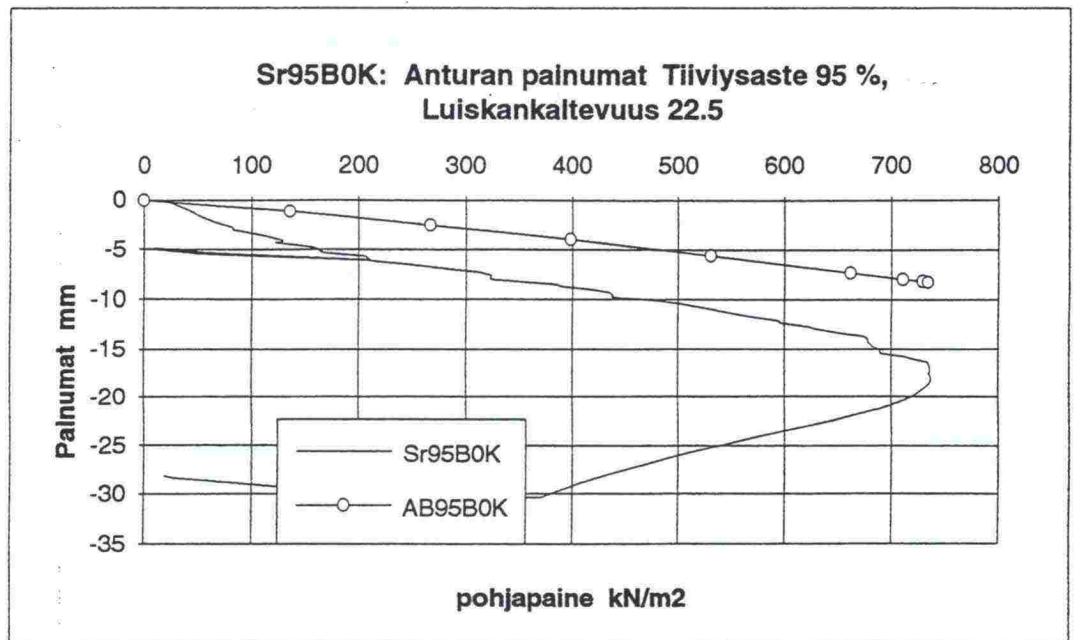
LIIKE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5096
2	SOLMU 5086
3	SOLMU 5076
4	SOLMU 5066



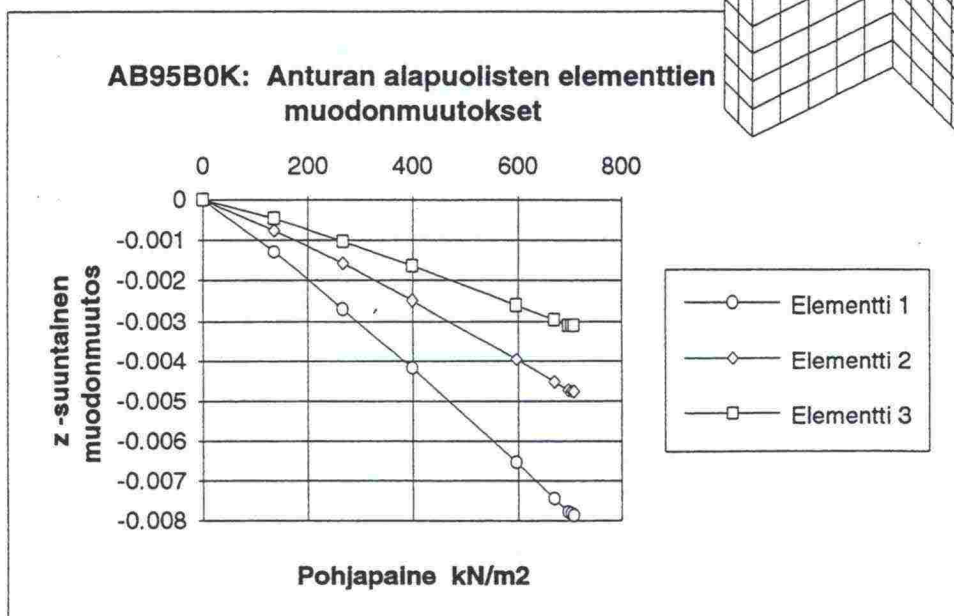
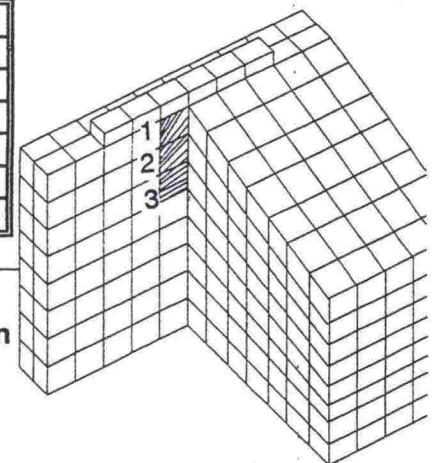
AB85B0L

TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

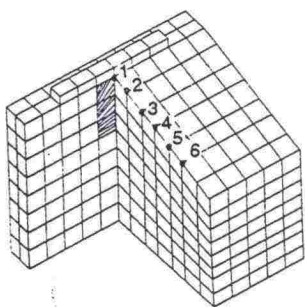


Luiskakan varaan asetettu antura (Kulmalan kokeet /16/)			
Luiskankaltevuus 22.5	KOE	ABAQUS	
	Sr95B0K	AB95B0K	
Tiiviyssaste 95 %	q	q	m
Murtokuorma	737	735	1
sM	15	8	1.88
s½M	8	4	2



ABAQUS

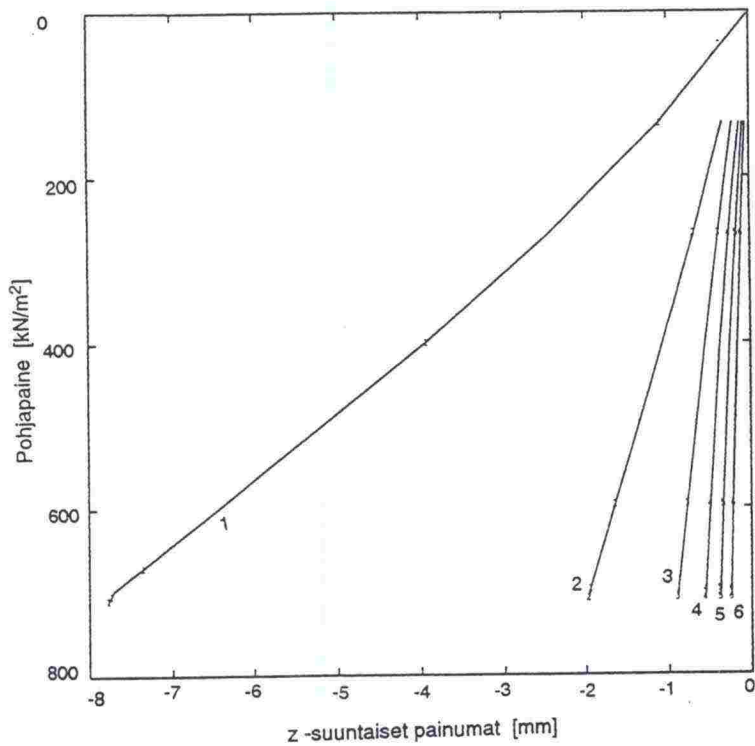
LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5092
2	SOLMU 5093
3	SOLMU 5094
4	SOLMU 5095
5	SOLMU 5096
6	SOLMU 5097



AB95B0K

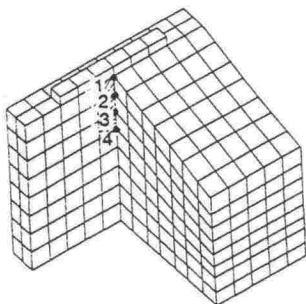
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1



ABAQUS

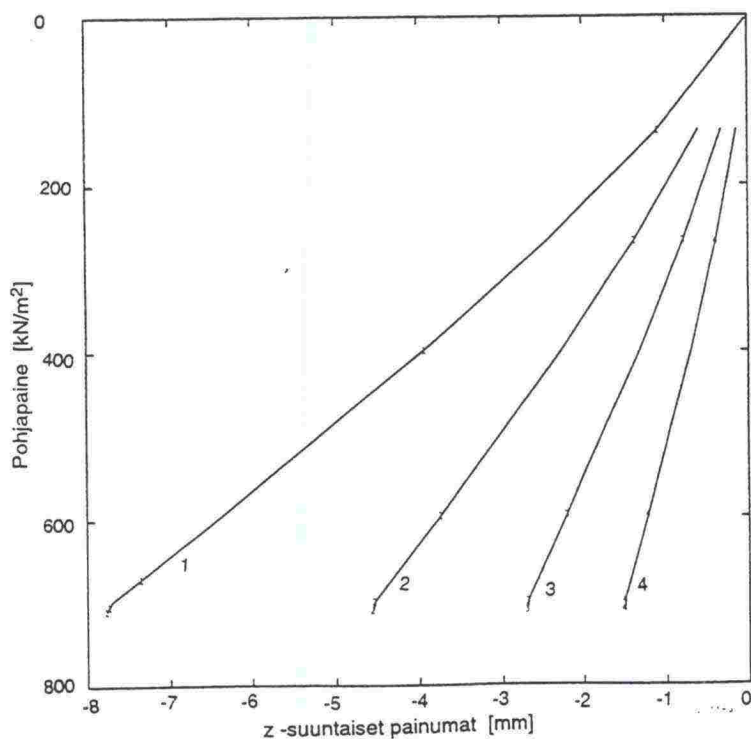
LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5092
2	SOLMU 5093
3	SOLMU 5094
4	SOLMU 5095



AB95B0K

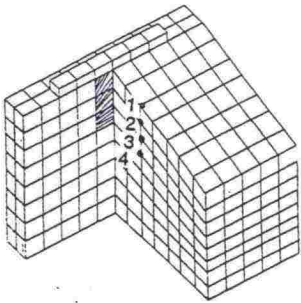
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1



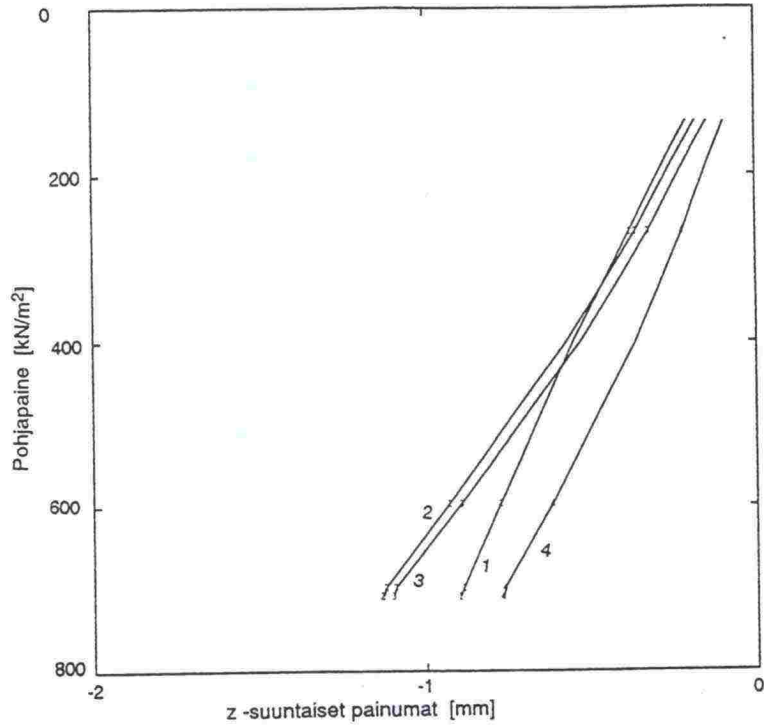
ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5094
2	SOLMU 5084
3	SOLMU 5074
4	SOLMU 5064



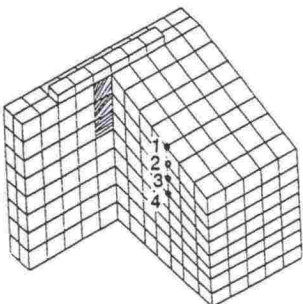
AB95B0K

TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1



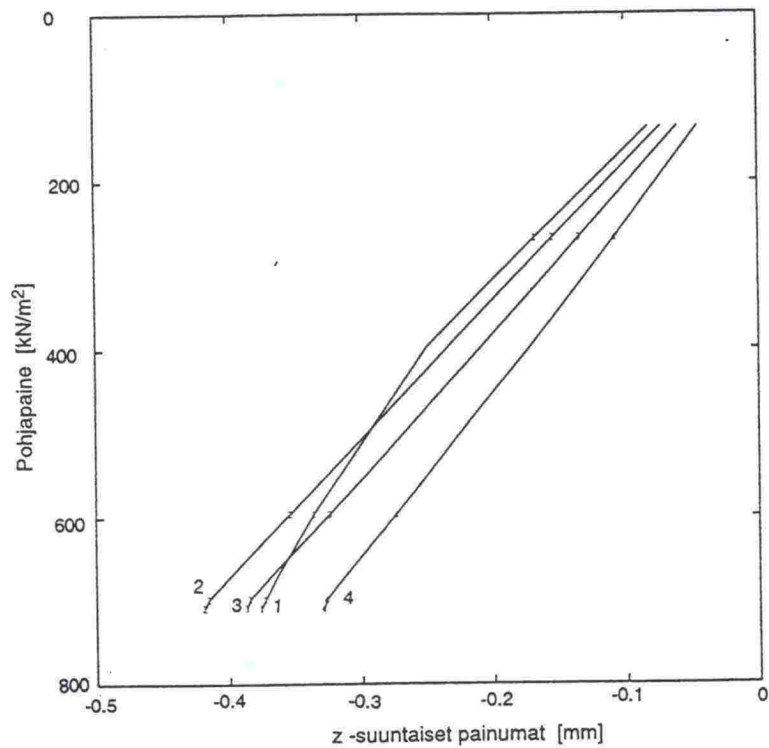
ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5094
2	SOLMU 5084
3	SOLMU 5074
4	SOLMU 5064

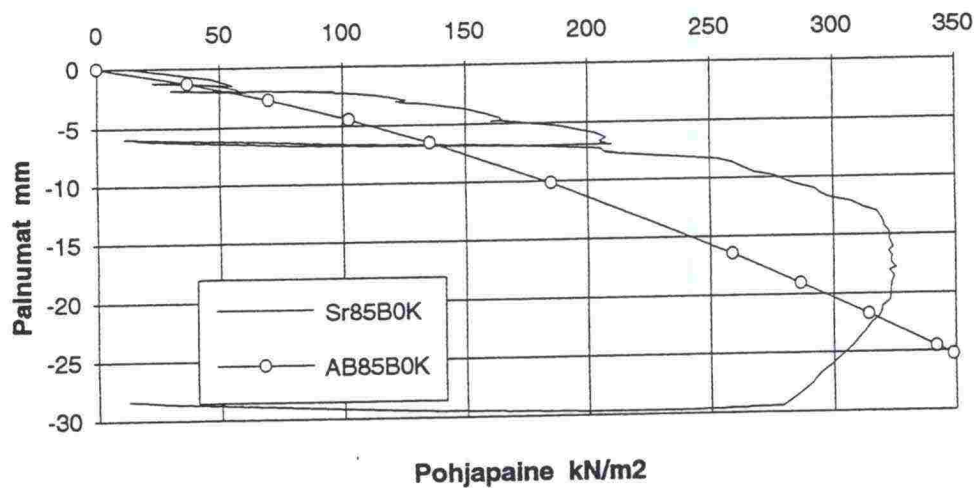


AB95B0K

TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

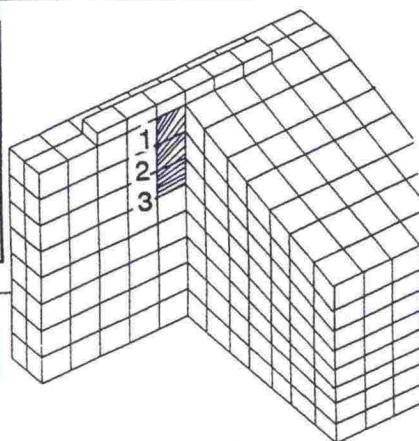


Sr85B0K: Anturan painumat Tiiviysaste 85 %, Luiskankaltevuus 22.5

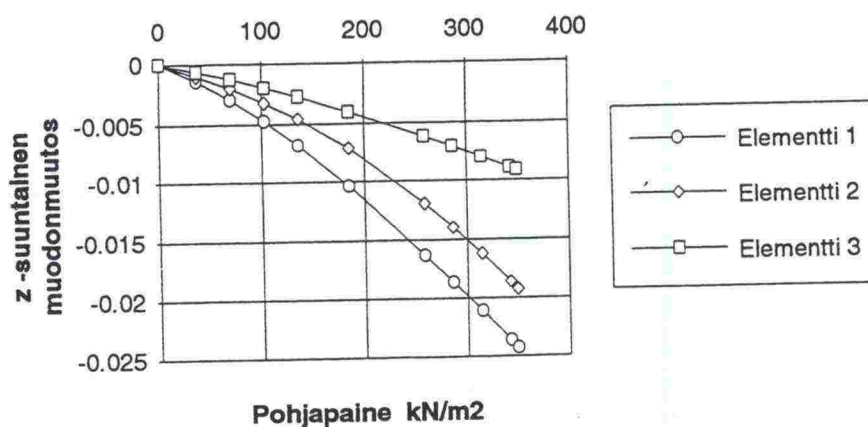


Luisikan varaan asetettu antura (Kulmalan kokeet /19/)

Luiskankaltevuus 22.5 Tiiviysaste 85 %	KOE	ABAQUS	
	Sr85B0K	AB85B0K	
	q	q	m
Murtokuorma	326	349	0.93
sM	14	25	0.56
s½M	4	8	0.5

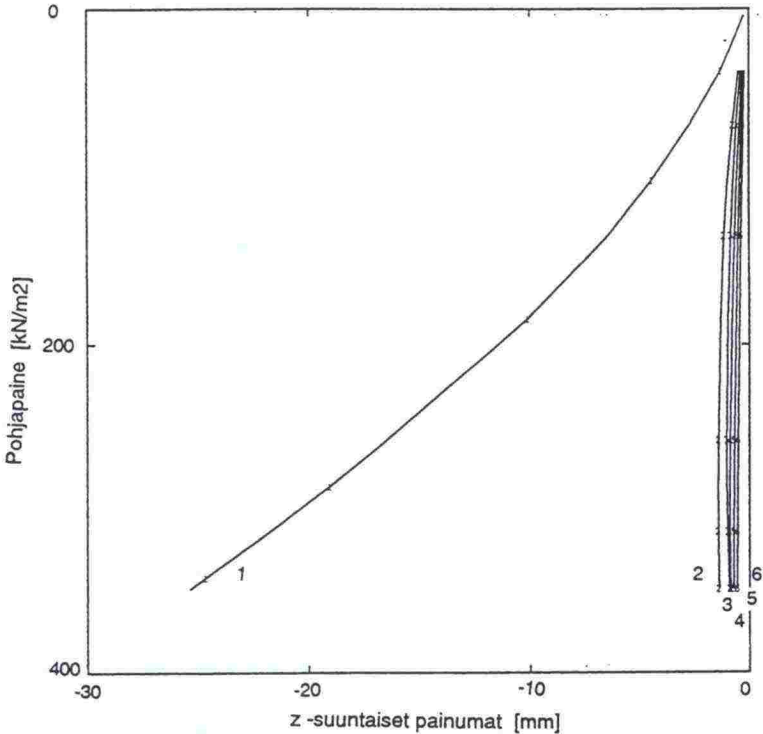
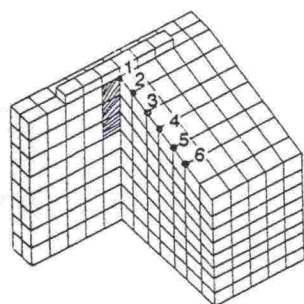


AB85B0K: Anturan alapuolisten elementtien muodonmuutokset



ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLW1 5092
2	SOLW1 5093
3	SOLW1 5094
4	SOLW1 5095
5	SOLW1 5096
6	SOLW1 5097

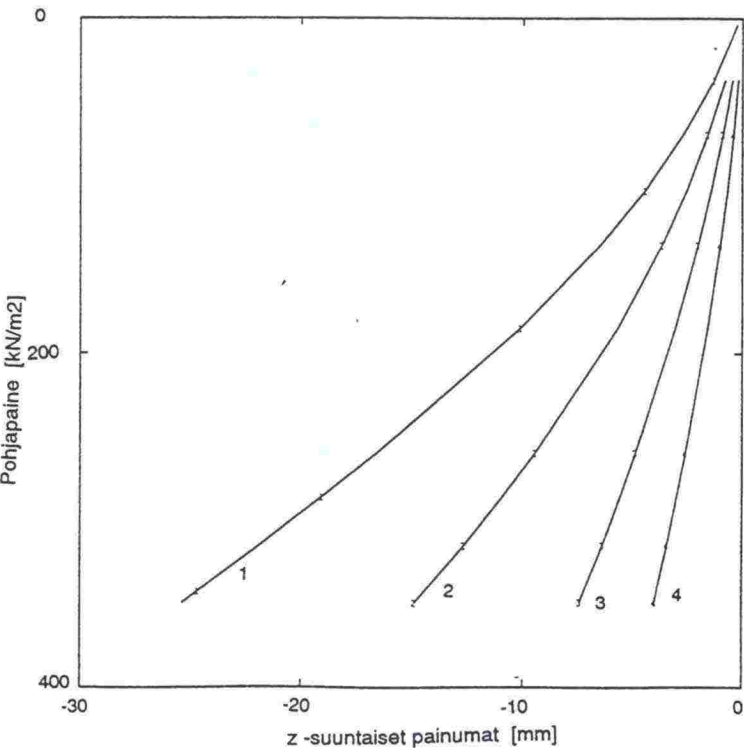
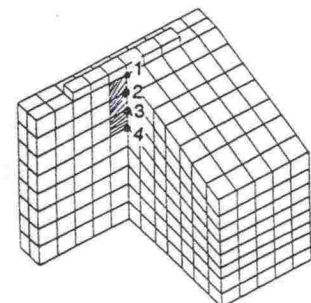


AB85B0K

TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLW1 5092
2	SOLW1 5093
3	SOLW1 5094
4	SOLW1 5095

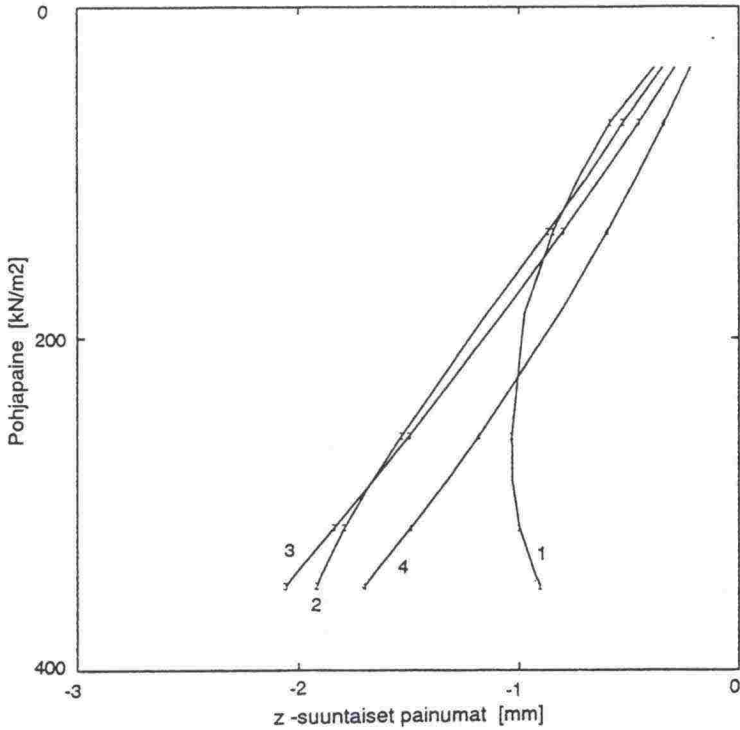
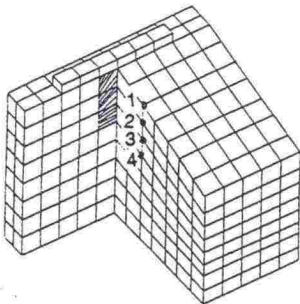


AB85B0K

TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5094
2	SOLMU 5084
3	SOLMU 5074
4	SOLMU 5064

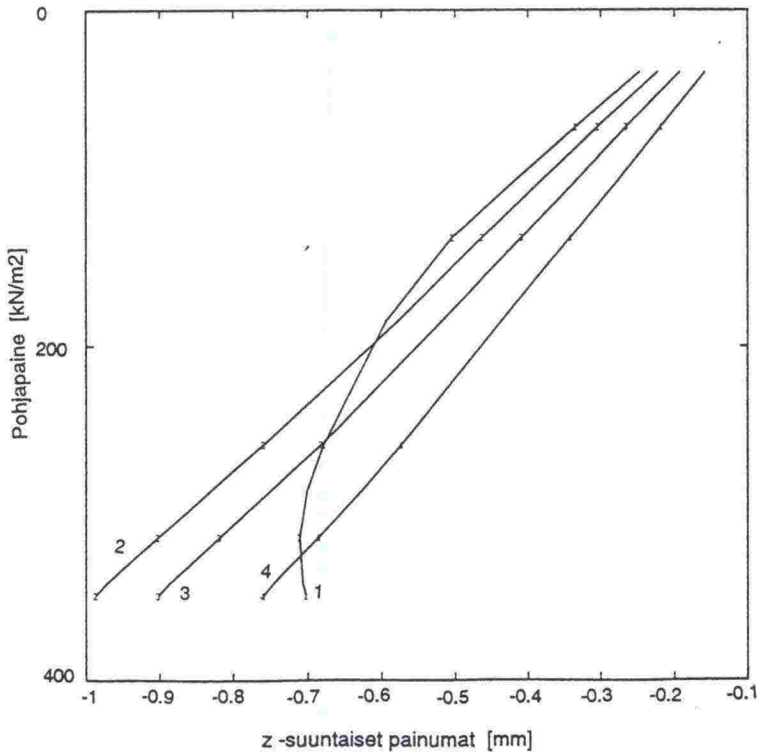
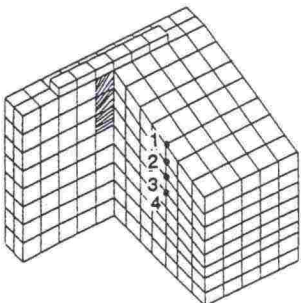


AB85B0K

TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

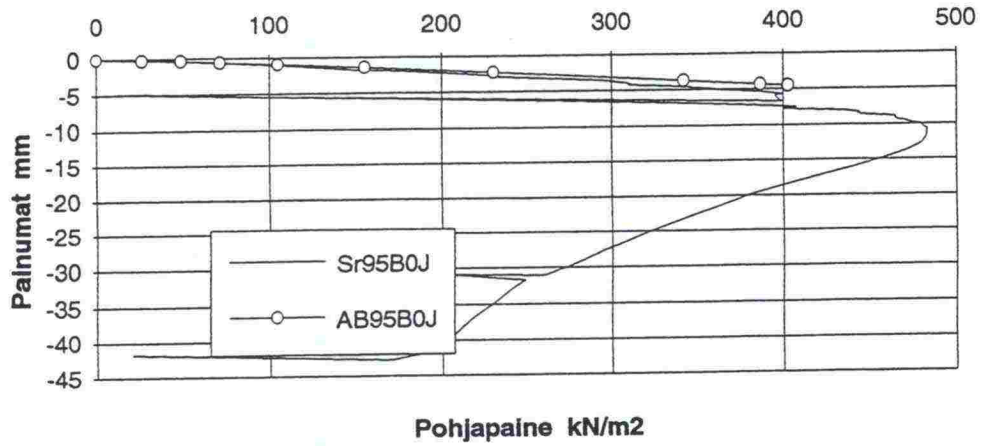
LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 5094
2	SOLMU 5084
3	SOLMU 5074
4	SOLMU 5064



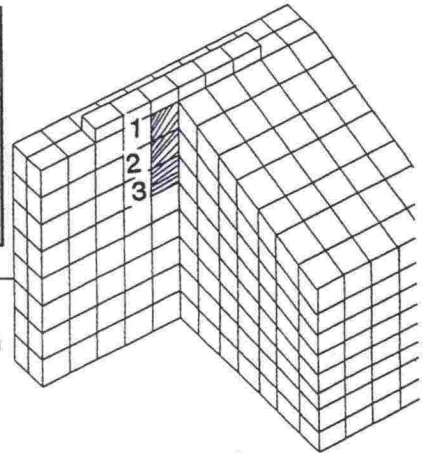
AB85B0K

TELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

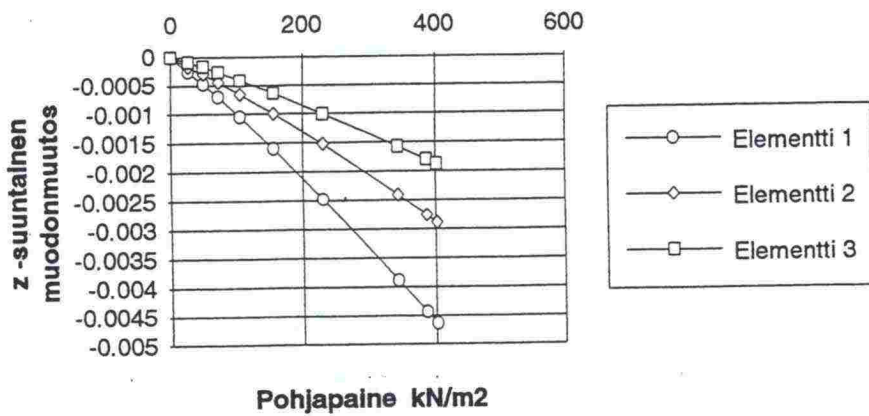
Sr95B0J: Anturan painumat Tilviysaste 95 %, Luiskankaltevuus 30



Luiskakan varaan asetettu antura (Kulmalan kokeet /16/)			
Luiskankaltevuus 30	KOE	ABAQUS	
Tilviysaste 95 %	Sr95B0J	AB95B0J	
	q	q	m
Murtokuorma	483	403	1.19
sM	10	5	2
s½M	3	3	1

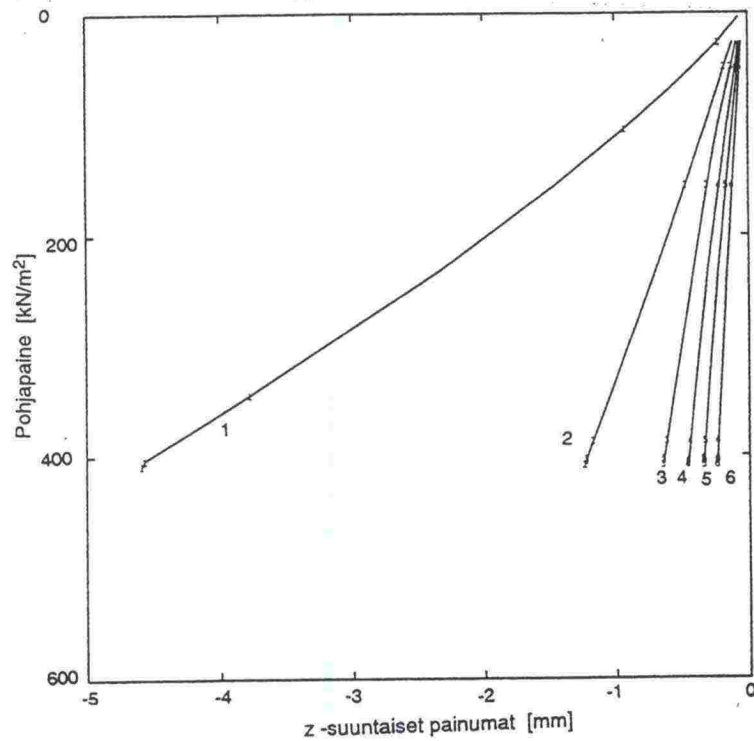
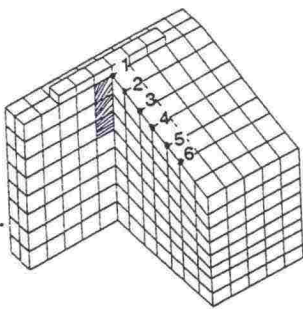


AB95B0J: Anturan alapuolisten elementtien muodonmuutokset



ABAQUS

LINE	ABBREIATED VARIABLE
1	SOLND 5092
2	SOLND 5093
3	SOLND 5094
4	SOLND 5095
5	SOLND 5096
6	SOLND 5097



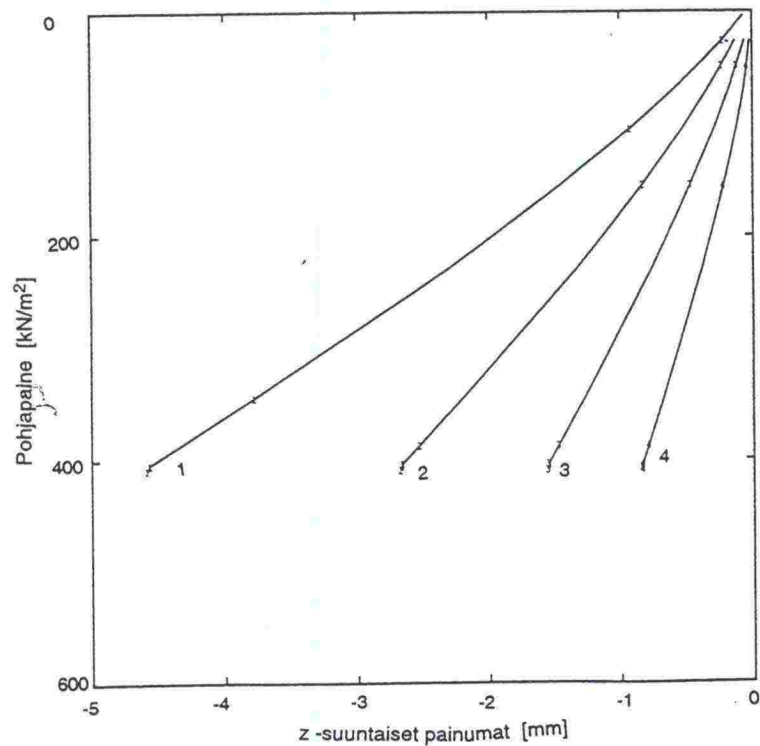
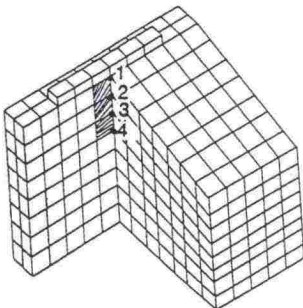
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

AB95B0J

ABAQUS

LINE	ABBREIATED VARIABLE
1	SOLND 5082
2	SOLND 5082
3	SOLND 5072
4	SOLND 5062



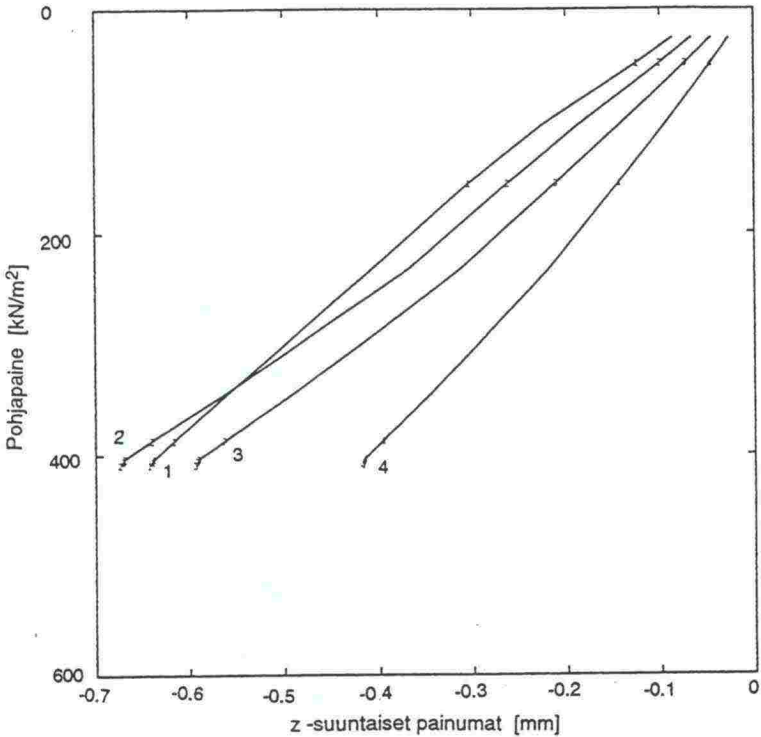
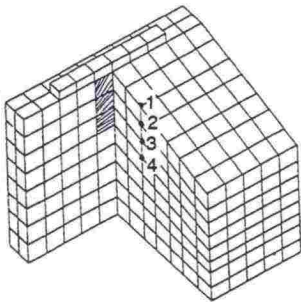
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

AB95B0J

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLNO 5094
2	SOLNO 5084
3	SOLNO 5074
4	SOLNO 5064

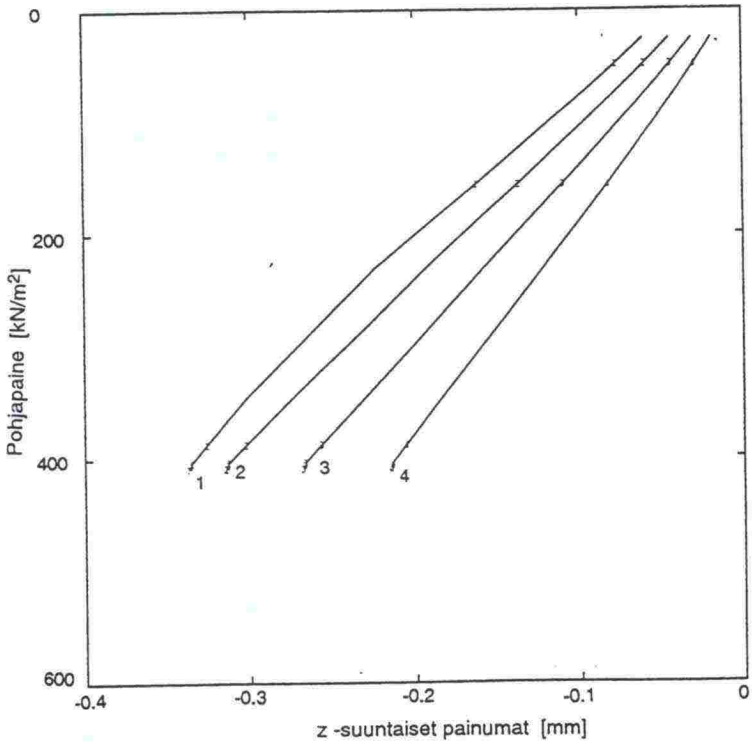
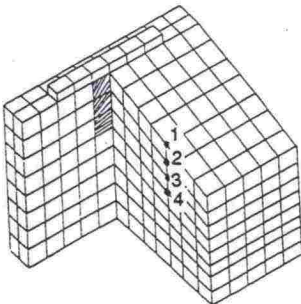


AB95B0J

TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

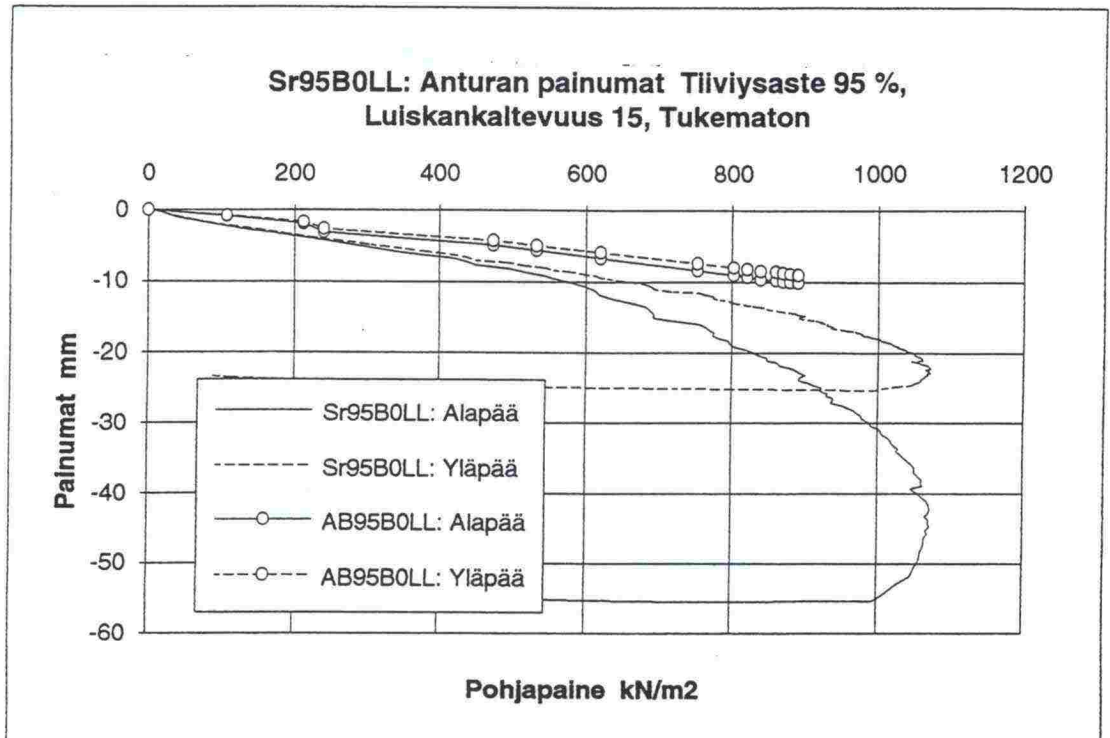
ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLNO 5094
2	SOLNO 5084
3	SOLNO 5074
4	SOLNO 5064

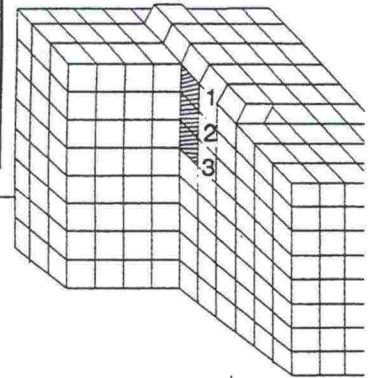


AB95B0J

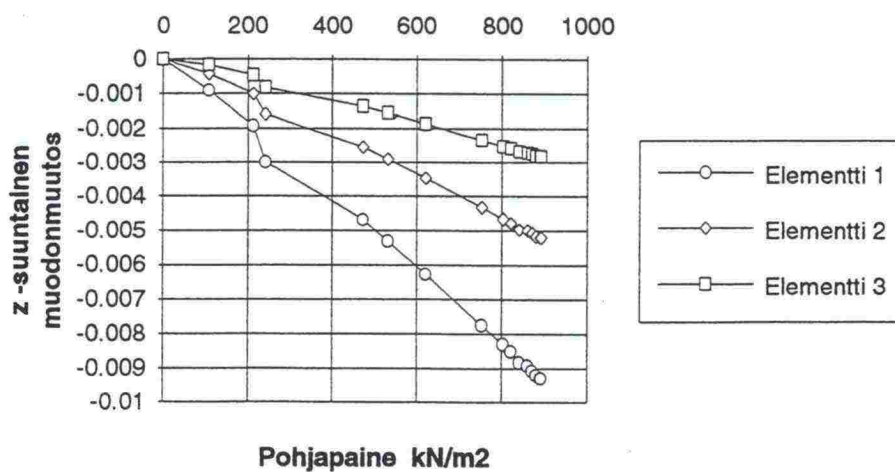
TELINERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1



Luiskakan suuntaisesti asetettu antura			
Luiskankaltevuus 15	KOE	ABAQUS	
Tiiviysaste 95 %	Sr95B0LL	AB95B0LL	
Tukematon	q	q	m
Murtokuorma	1073	891	1.2
sM	45	10	4.5
s½M	9	5	1.8

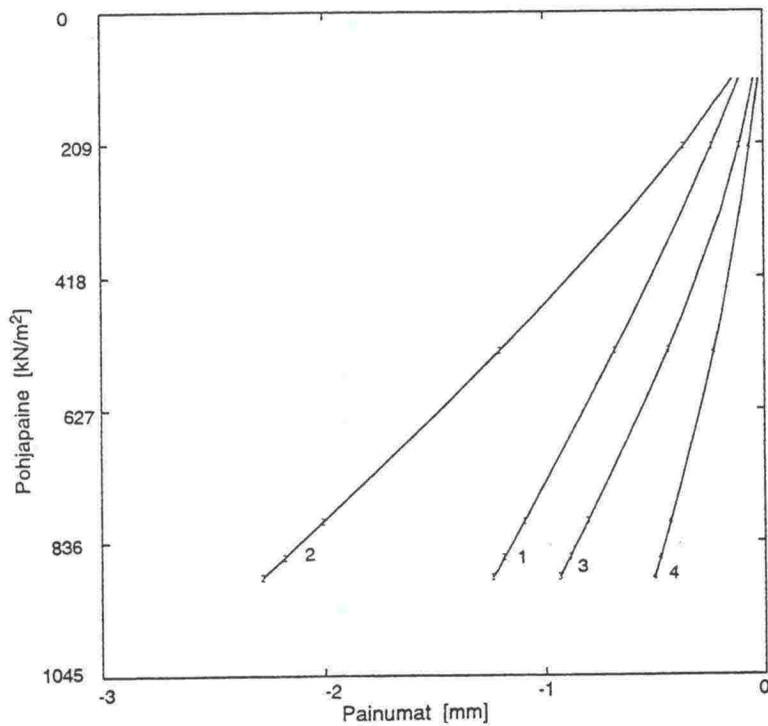
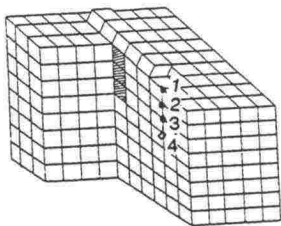


AB95B0LL: Anturan alapuolisten elementtien muodonmuutokset



ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLHU 4097
2	SOLHU 4087
3	SOLHU 4077
4	SOLHU 4067



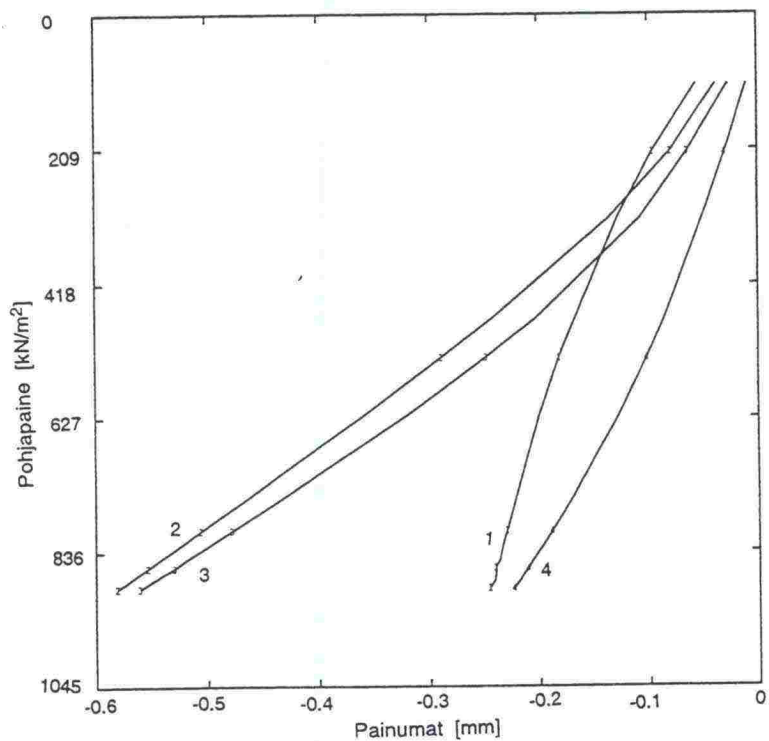
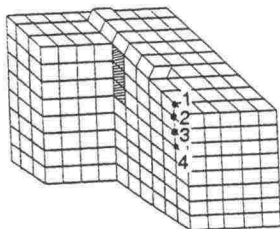
AB95BOLL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLHU 4098
2	SOLHU 4088
3	SOLHU 4078
4	SOLHU 4068



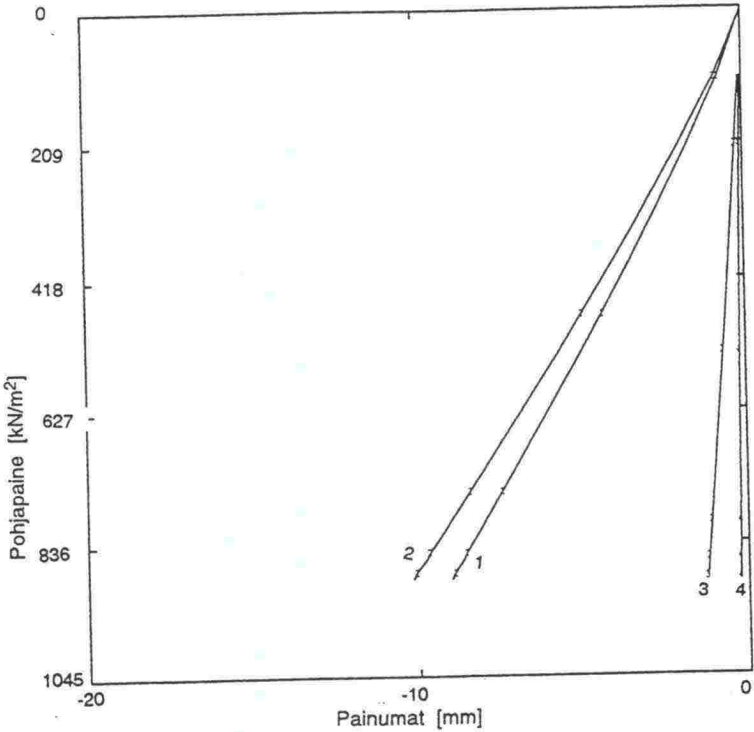
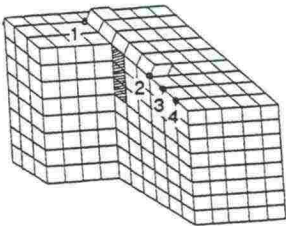
AB95BOLL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE ABSCISSA
VARIABLE
1 SOLID 4091
2 SOLID 4096
3 SOLID 4097
4 SOLID 4098

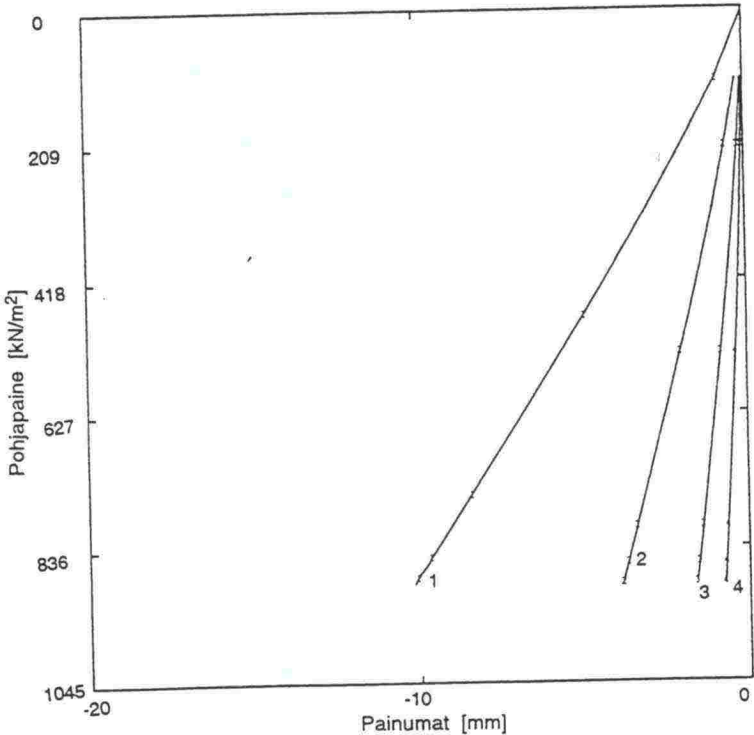
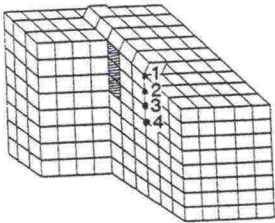


AB95B0LL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

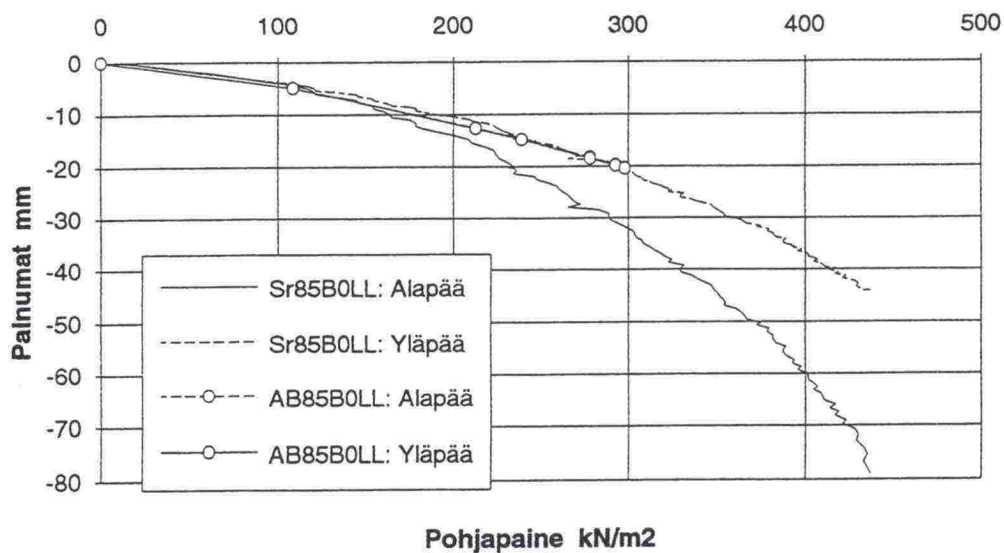
LINE ABSCISSA
VARIABLE
1 SOLID 4095
2 SOLID 4096
3 SOLID 4076
4 SOLID 4066



AB95B0LL

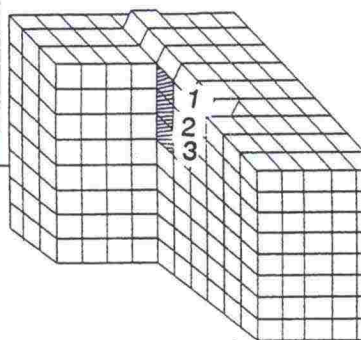
TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

Sr85B0LL: Anturan painumat Tiiviysaste 85 %, Luiskankaltevuus 15, Tukematon

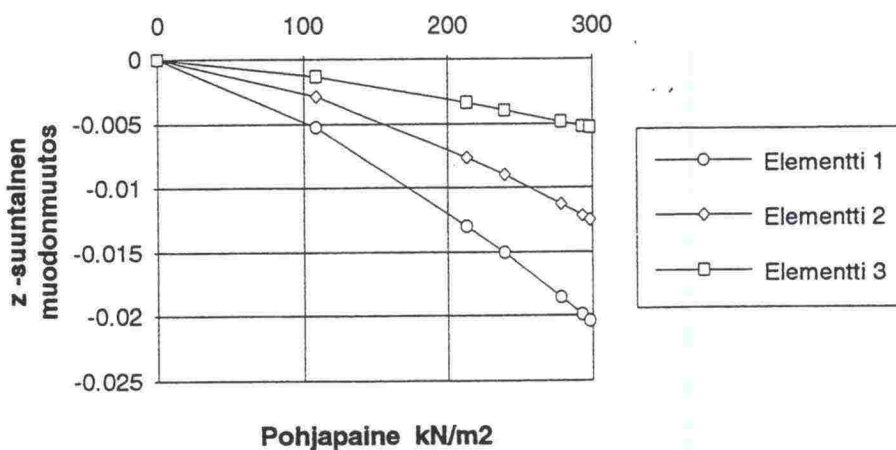


Luiskan suuntaisesti asetettu antura

Luiskankaltevuus 15	KOE	ABAQUS	
Tiiviysaste 85 %	Sr85B0LL	AB85B0LL	
Tukematon	q	q	m
Murtokuorma	284	298	0.95
sM	30	20	1.5
s½M	7	7	1

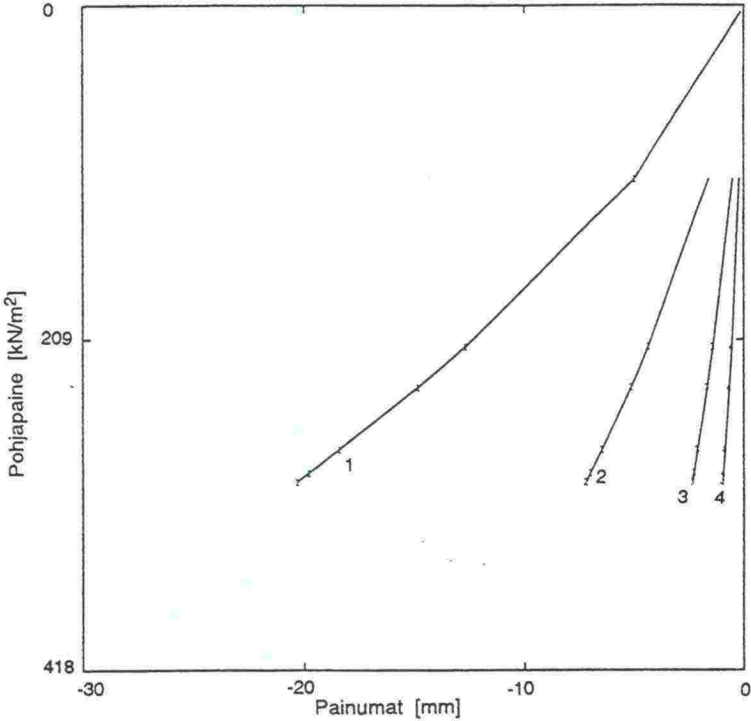
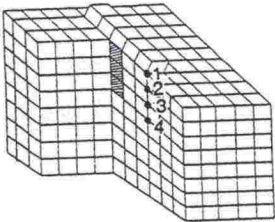


AB85B0LL: Anturan alapuolisten elementtien muodonmuutokset



ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 4086
2	SOLMU 4086
3	SOLMU 4076
4	SOLMU 4066

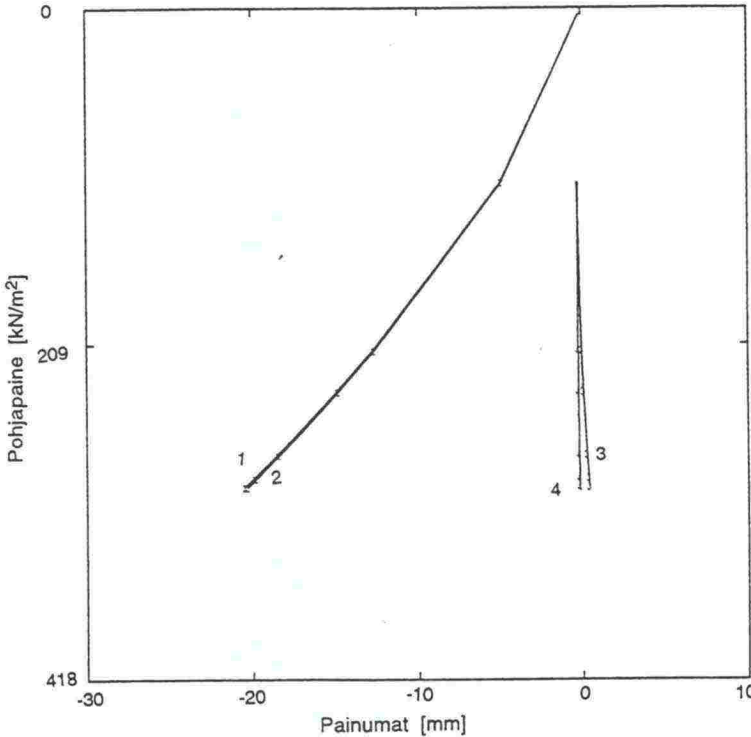
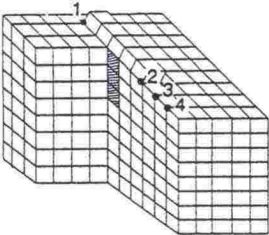


AB85B0LL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 4091
2	SOLMU 4096
3	SOLMU 4097
4	SOLMU 4098

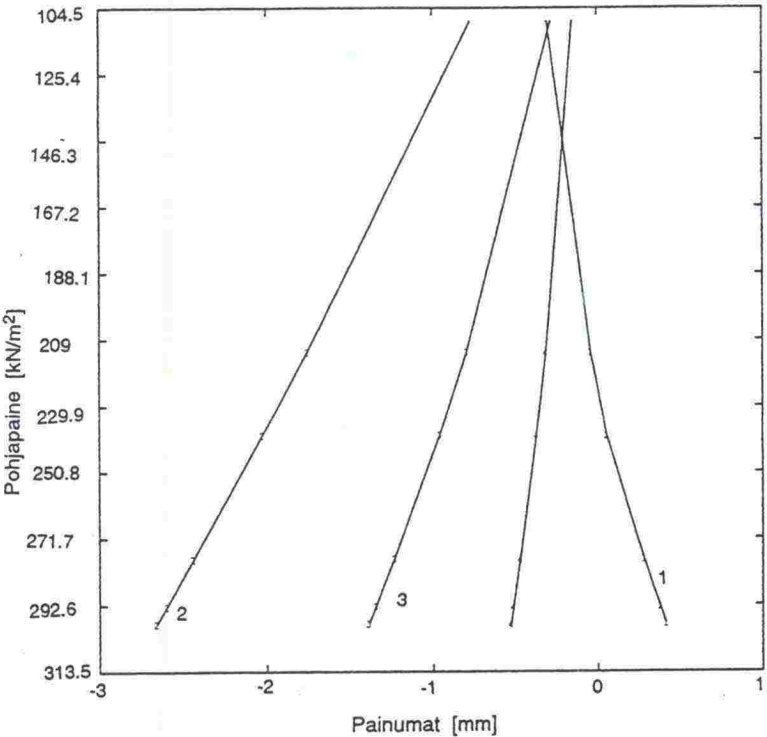
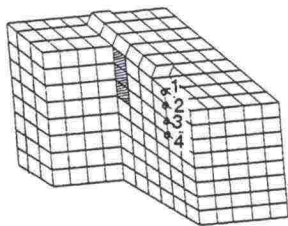


AB85B0LL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 4097
2	SOLMU 4087
3	SOLMU 4077
4	SOLMU 4067

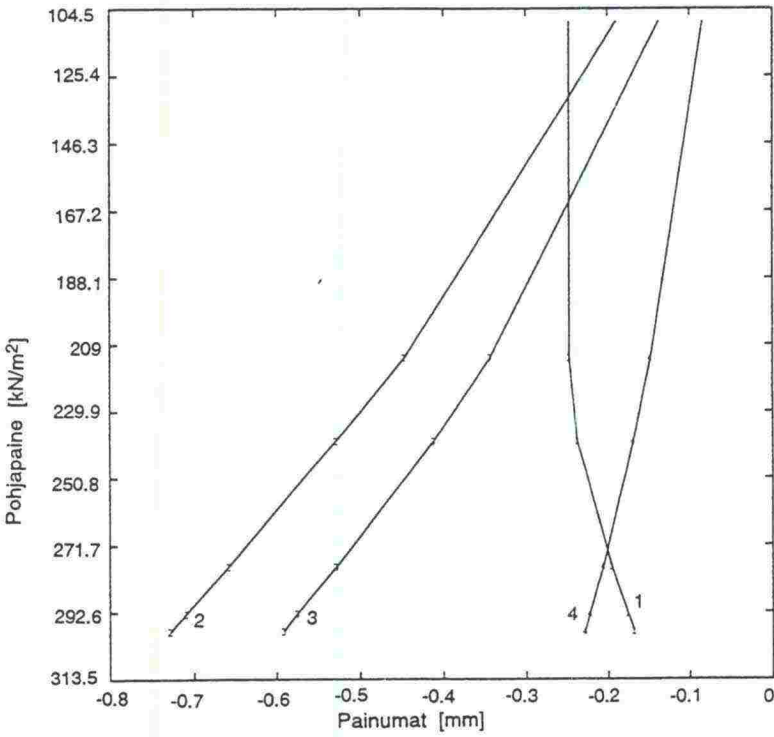
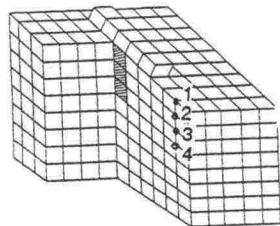


AB85B0LL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

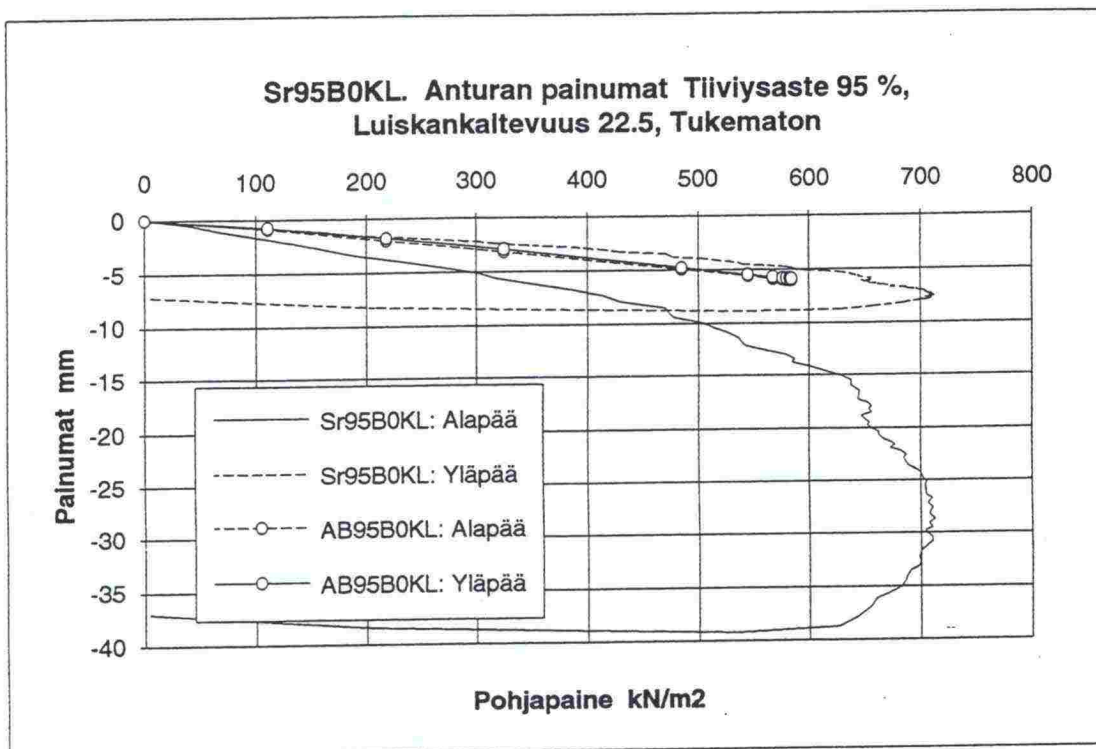
ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 4098
2	SOLMU 4088
3	SOLMU 4078
4	SOLMU 4068

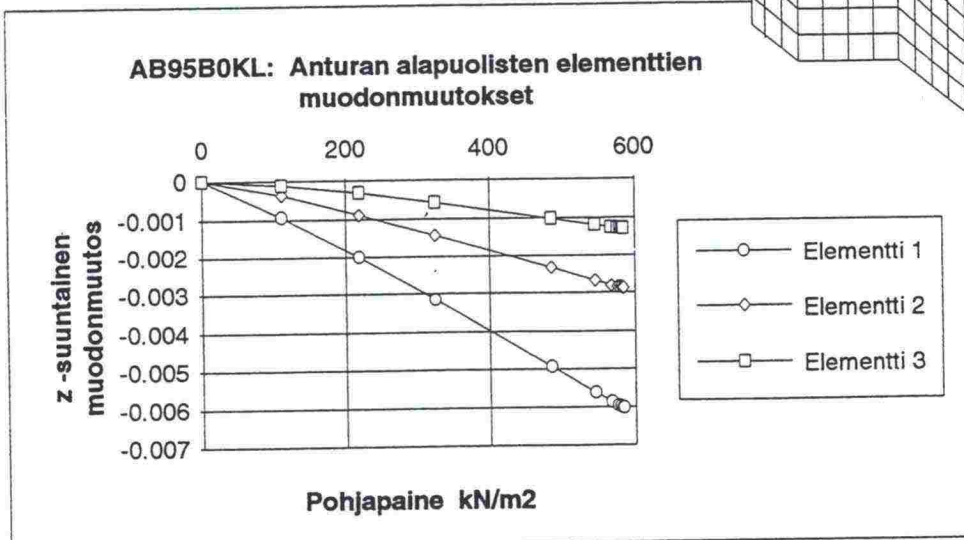
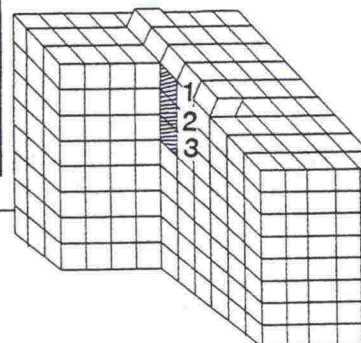


AB85B0LL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

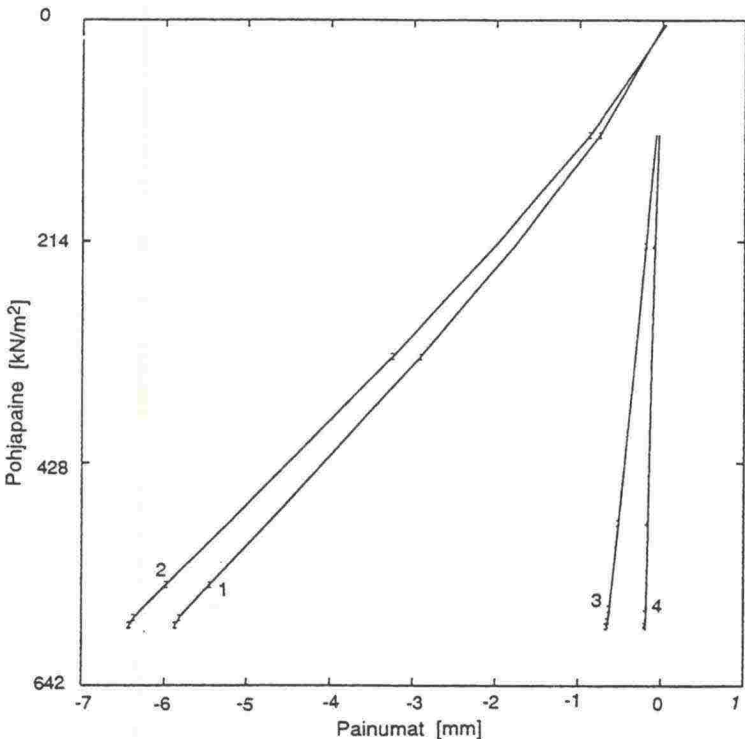
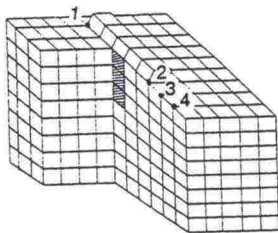


Luiskan suuntaisesti asetettu antura			
Luiskankaltevuus 22.5	KOE	ABAQUS	
Tiiviysaste 95 %	Sr95B0KL	AB95B0KL	
Tukematon	q	q	m
Murtokuorma	712	584	1.21
sM	29	6	4.83
s½M	6	4	1.5



ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 4091
2	SOLMU 4096
3	SOLMU 4097
4	SOLMU 4098

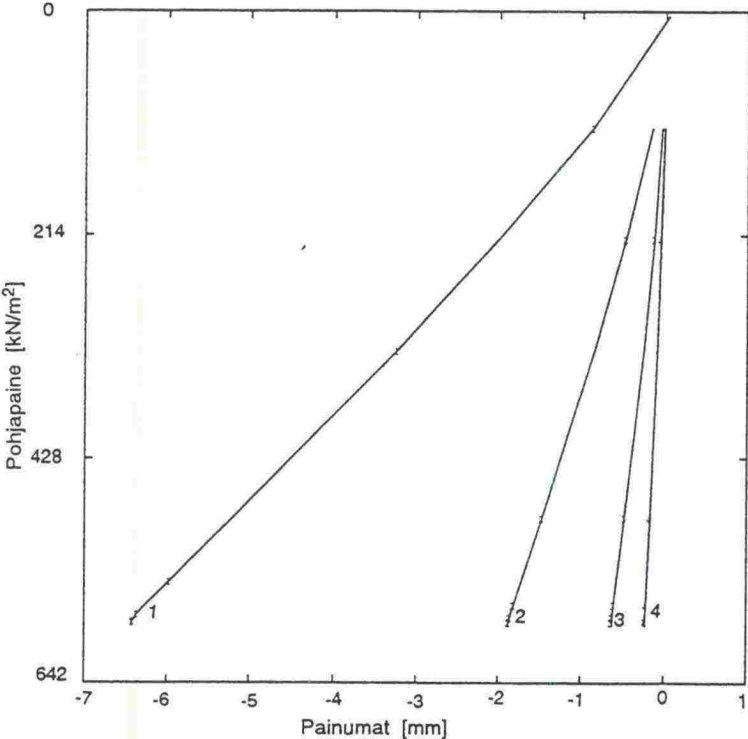
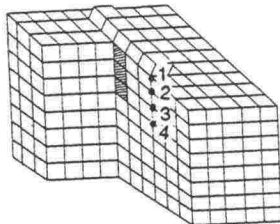


AB95B0KL TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 4096
2	SOLMU 4096
3	SOLMU 4076
4	SOLMU 4066

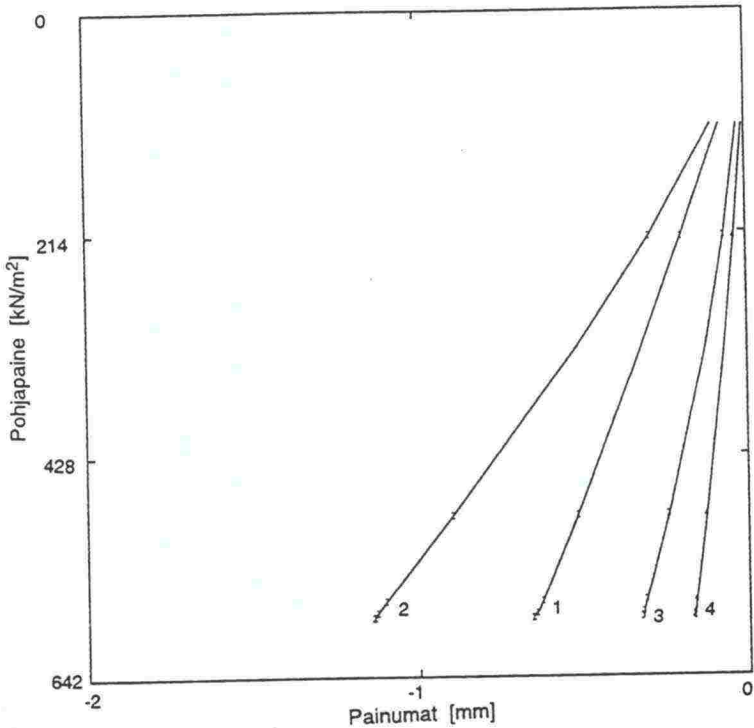
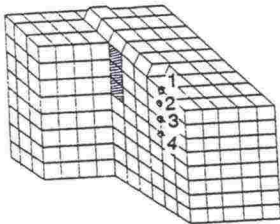


AB95B0KL TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY

ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

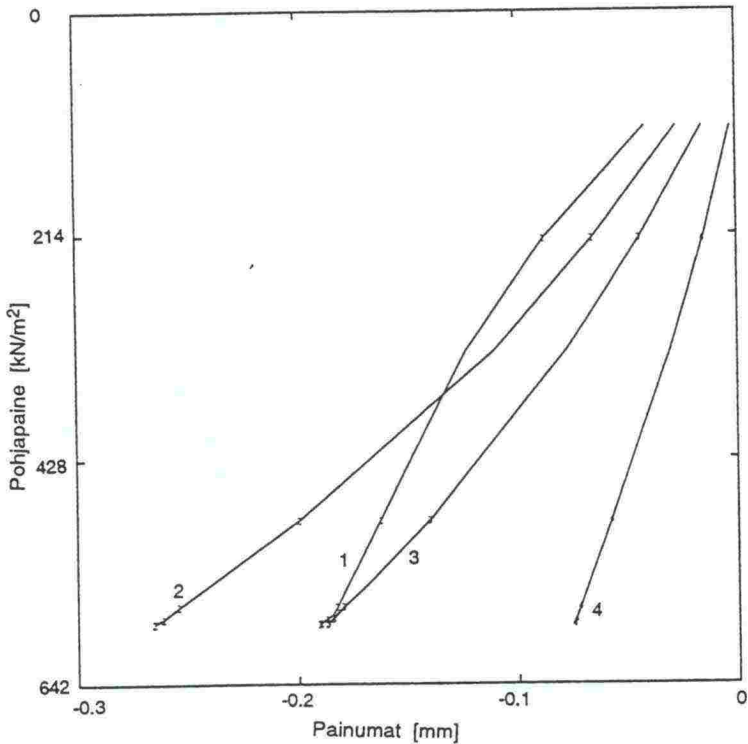
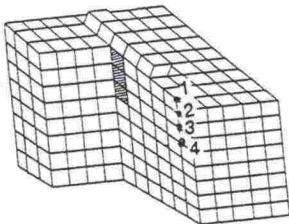
LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLUJ 4097
2	SOLUJ 4087
3	SOLUJ 4077
4	SOLUJ 4067



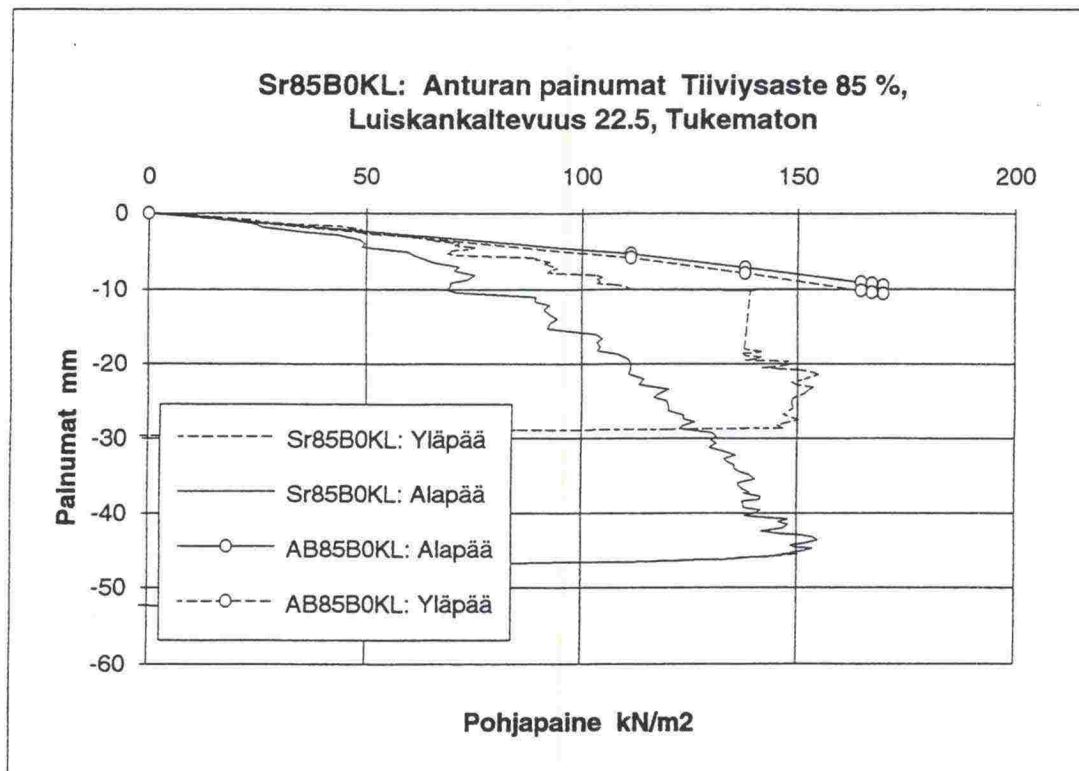
AB95B0KL TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

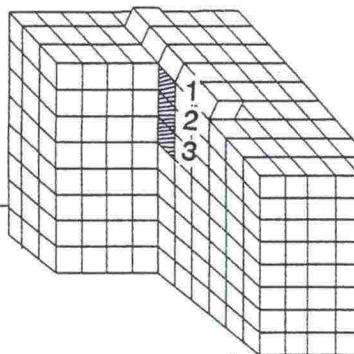
LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLUJ 4098
2	SOLUJ 4088
3	SOLUJ 4078
4	SOLUJ 4068



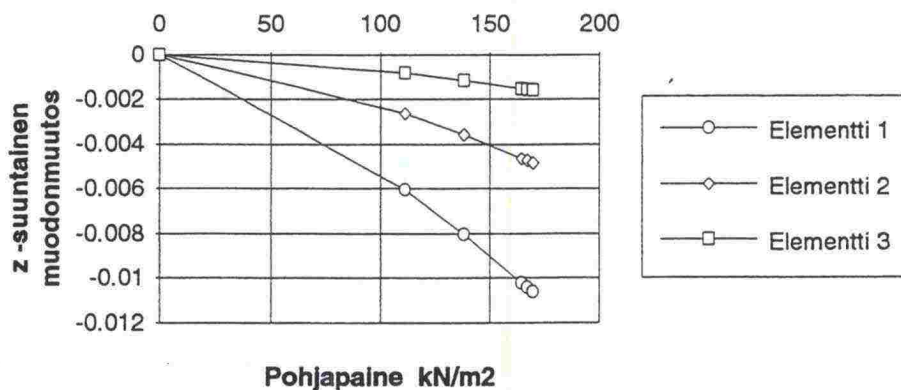
AB95B0KL TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1



Luiskan suuntaisesti asetettu antura			
Luiskankaltevuus 22.5	KOE	ABAQUS	
Tiiviysaste 85 %	Sr85B0KL	AB85B0KL	
Tukematon	q	q	m
Murtokuorma	154	169	0.91
sM	48	11	4.36
s½M	11	5	2.2

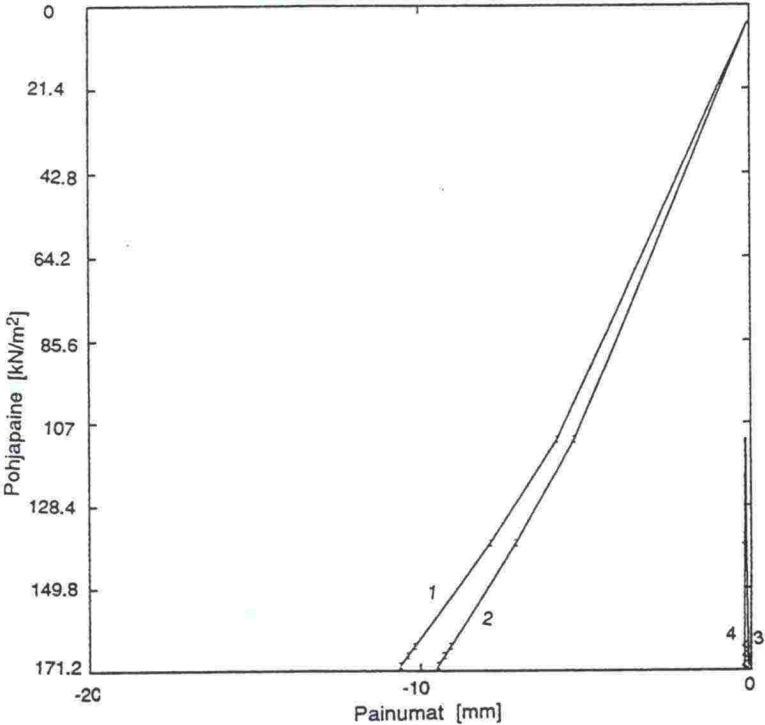
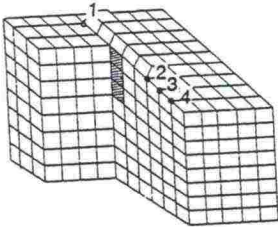


AB85B0KL: Anturan alapuolisten elementtien muodonmuutokset



ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 4091
2	SOLMU 4096
3	SOLMU 4097
4	SOLMU 4098

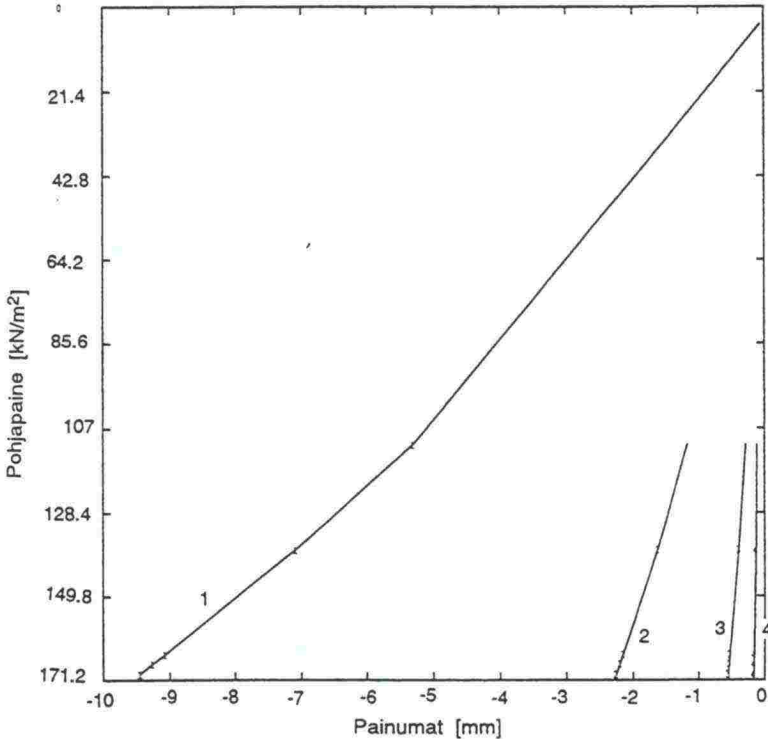
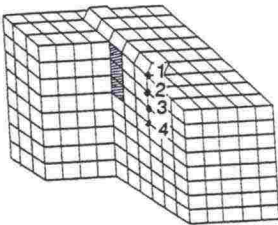


AB85B0KL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE	ABSCISSA VARIABLE
1	SOLMU 4096
2	SOLMU 4096
3	SOLMU 4076
4	SOLMU 4066

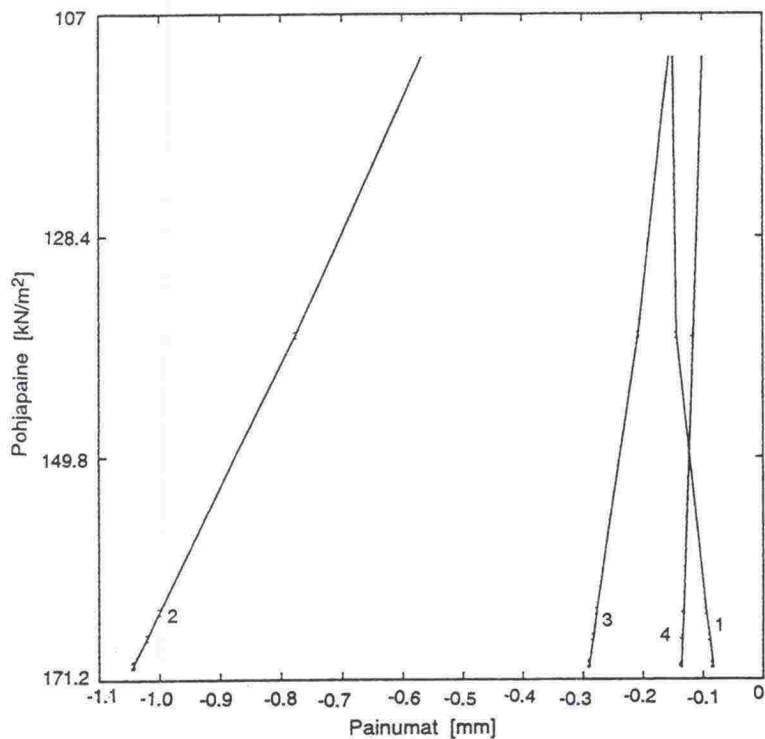
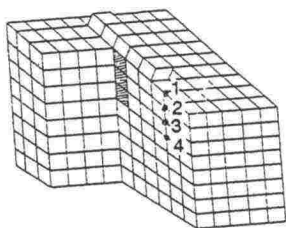


AB85B0KL

TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

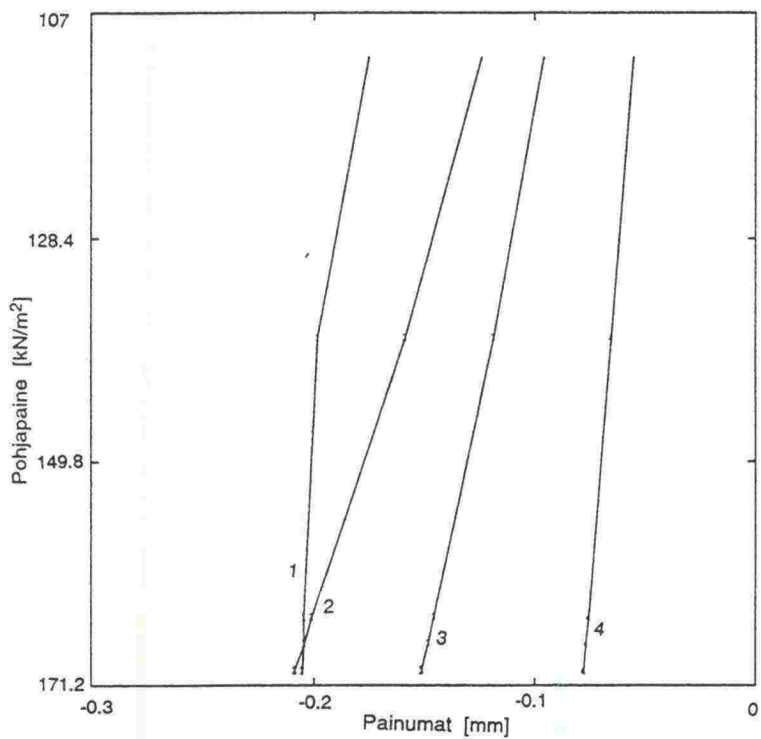
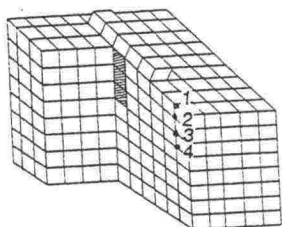
LINE ABSCISSA
 VARIABLE
 1 SOLNU 4097
 2 SOLNU 4087
 3 SOLNU 4077
 4 SOLNU 4067



AB85B0KL TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
 ABAQUS VERSION 5.3-1

ABAQUS

LINE ABSCISSA
 VARIABLE
 1 SOLNU 4098
 2 SOLNU 4088
 3 SOLNU 4078
 4 SOLNU 4068



AB85B0KL TUKITELINEPERUSTUSTEN KANTOKYKY
 ABAQUS VERSION 5.3-1

TIELAITOKSEN TUTKIMUKSIA

- 4/1992 Tiepenkereen holvautuminen, loppuraportti. TIEL 3100005
- 5/1993 Arktinen tienrakentaminen, Kilpisjärven hankkeen yhteenveto. TIEL 3100011
- 2/1994 Routanousun mallintaminen, kirjallisuusselvitys. TIEL 3100013

TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 1/1992 Pystyöjanauhojen laatuvaatimukset; laadunvalvonta ja testausmenetelmät. TIEL 3200057
- 31/1992 Pohjaveden maatiivistesuojan tiivistäminen. TIEL 3200086
- 46/1992 Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. TIEL 3200099
- 62/1992 Hienoaineksen vaikutus stabiloidun moreenimurskeen pakka-kestävyyteen. TIEL 3200112
- 68/1992 Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelma (TPPT), perussuunnitelma. TIEL 3200118
- 69/1992 Rakennettujen ja perusparannettujen teiden tasaisuus. TIEL 3200119
- 78/1992 PTM-auton tuottamien tunnuslukujen käyttökelpoisuus ja vertailtavuus sekä niiden yhteys laser-mittauksiin (IRI, IRI4, PI/Laser). TIEL 3200134
- 8/1993 Sitomattoman kantavan kerroksen rakentaminen. TIEL 3200135
- 15/1993 Masuunikuonan käyttö sitomattomissa päällysrakennekerroksissa. TIEL 3200142
- 16/1993 Betonipäällysteen seuranta; Vt 4 Kempele-Kiviniemi, seurantaraportti nro 1. TIEL 3200144
- 19/1993 Teiden kuntoa ja palvelutasoa koskeva seurantatutkimus. TIEL 3200145
- 20/1993 Moreeni ja sen käyttö. TIEL 3200146
- 26/1993 Bentoniittimattojen ja muovikavojen kelpoisuus pohjaveden suojaukseen, tutkimuksia ja suosituksia. TIEL 3200152
- 34/1993 Kalliomurskeiden tiivistyminen ja hienoneminen, esitutkimus. TIEL 3200159
- 36/1993 Palaturpeen käyttö lämmöneristeenä, raportti koerakenteiden rakentamisesta. TIEL 3200161
- 38/1993 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Kirjallisuusselvitys. TIEL 3200163
- 39/1993 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Esiselvitysvaiheen kuormituskokeet. TIEL 3200164
- 40/1993 Teiden tasaisuusmittareiden vertailu; PTM:n, Roadmanin ja Dipstickin laitevertailu sekä epätasaisuuksien vaikutus tierasitukseen. TIEL 3200165
- 41/1993 Stabiloidun materiaalin maksimiraekoon sekä koekappaleen koon ja muodon vaikutus puristuslujuuteen. TIEL 3200166
- 47/1993 Väsymissuorat tierakenteen mitoitusta varten. TIEL 3200172
- 59/1993 Valtatie 3 routamitoitus routanousun mukaan välillä Riihimäki P - Virala. TIEL 3200184
- 60/1993 Jännitys- ja muodonmuutosmittaukset tierakenteessa 1991-1992; Pohjaveden pinnan vaikutus, tienpinnan taipumamittaus eri lämpötiloissa, vertailu standardi paripyörä - Neste Oy:n kantavuusradan pyörä. TIEL 3200185

TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 68/1993 Kuitukankaat tienrakennuksessa; Uudistetun VTT-GEO luokituksen mukaiset laatuvaatimukset. TIEL 3200193
- 77/1993 Moreenin jalostaminen. TIEL 3200201
- 81/1993 Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi, tutkimusraportti. TIEL 3200205
- 82/1993 Emulsiopäällysteiden suunnittelu ja rakentaminen. TIEL 3200206
- 4/1994 Strategic Highway Research Program (SHRP) - Long-Term Pavement Performance (LTPP); Materiaalimodulin määrittäminen takaisinlaskentaohjelmalla sekä tierakenteen vaurioitumisajankohdan ennustemallit. TIEL 3200213
- 8/1994 Roudan vaikutusten mallintaminen. TIEL 3200219
- 12/1994 Jännitys- ja muodonmuutosmittaukset tierakenteessa 1992-1993. Roudan sulamisen simulointi, pohjaveden pinnan vaikutus korkeassa lämpötilassa ja päällysteen reunan vaikutus. TIEL 3200223
- 28/1994 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Vuoden 1993 kuormituskokeet. TIEL 3200238
- 30/1994 Kallioleikkaukset. TIEL 3200240
- 45/1994 Maan routimisen termomekaaninen malli ja sen laskelmat. TIEL 3200254
- 47/1994 Masuunihiekan käyttö päällysrakennekerroksissa. TIEL 3200256
- 53/1994 Kalliomurskeiden tiivistyminen ja hienoneminen, loppuraportti. TIEL 3200262
- 3/1995 Kuormituskestävyyden tavoitekriteerit. TIEL 3200281
- 15/1995 Betonipäällysteen seuranta, vt 4 Kempele-Kiviniemi, seurantaraportti nro 2. TIEL 3200293
- 20/1995 Sään ja hydrologisten tekijöiden vaikutus kevätkelirikoon. TIEL 3200298
- 30/1995 TPPT:n laatusuunnitelma. TIEL 3200308
- 43/1995 Tukitelineperustusten kantokyky. TIEL 3200319
- 44/1995 Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn. TIEL 3200320
- 45/1995 Maanvaraisten perustusten kantokyvyn laskenta elementtimenetelmällä. TIEL 3200321
- (Geotekniikan informaatiojulkaisuja:)*
- 2/1993 Massanvaihto. TIEL 3200127
- 21/1993 Pengerpaalutus. TIEL 3200147
- 23/1993 Pohjanvahvistusmenetelmän valinta. TIEL 3200149
- 24/1993 Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet. TIEL 3200150
- 39/1994 Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä. TIEL 3200248
- 42/1994 Nauhapystyöjitys. TIEL 3200251
- 67/1994 Maanvarainen tiepenger savikolla, suunnitteluohje. TIEL 3200276